

Trabajo Fin de Máster

Estudio de la estabilidad conforme a normativa
de las estructuras de celosía simple más
habituales en edificación.

Autor

Guillermo Farina García

Director

Juan Antonio Ros Lasiera

Facultad / Escuela

Escuela de Ingeniería y Arquitectura de Zaragoza (EINA)

Año

2020-2021

Estudio de la estabilidad conforme a normativa de las estructuras de celosía simple más habituales en edificación.

Resumen

En este TFM se pretende caracterizar y estudiar el cumplimiento de normativa de las celosías estructurales más habituales en edificación pre y post CTE. En concreto se pretende analizar el comportamiento de su cordón inferior. El viento al incidir sobre la cubierta de los edificios de baja pendiente provoca situaciones de compresión en el cordón inferior. Esta compresión puede provocar inestabilidades que lleven al colapso de la estructura debido a un fenómeno conocido como pandeo.

El pandeo es un fenómeno que se puede producir al someter a un elemento estructural esbelto a una carga de compresión. En elementos de esbeltez elevada, la barra, además de experimentar una deformación en dirección axial, experimenta desplazamientos en dirección transversal a su eje.

Este desplazamiento transversal combinado con la fuerza axial hace que aparezca un momento, debido a que la línea de acción de la carga se aleja del centro de gravedad de la sección transversal de la barra. Este momento adicional conduce a una disminución de la resistencia de esta respecto a su valor elemental.

Este estudio pretende caracterizar este fenómeno, en concreto en celosías estructurales que carecen de arriostramiento en el cordón inferior. Este tipo de estructuras es una de las tipologías más comunes de construcción de naves y pabellones deportivos.

La normativa actual (CTE, EAE) todavía no contempla un método accesible para abordar esta problemática, de la que se ven afectados una gran cantidad de edificaciones en España. Por tanto, para intentar caracterizar el cordón inferior a pandeo, se ensayarán diversos métodos de cálculo del fenómeno según diversos autores.

Para ello se analizarán este tipo de estructuras, particularizándolo para un pabellón deportivo de tipología muy frecuente. La comprobación se realizará según la normativa actual y según la normativa vigente en el año de redacción del proyecto, poniendo énfasis en el pandeo del cordón inferior, teniendo en cuenta diversos métodos de cálculo propuestos por distintos autores.

Se ensayarán además distintas soluciones para impedir que la estructura se inestabilice debido al viento, y por tanto sea segura según la normativa vigente, soluciones que sean realizables sin necesidad de modificar de forma sustancial la estructura.

El objetivo final del estudio es dar a conocer este posible fallo estructural, habitualmente debido a una deficiencia de proyecto, de forma que sea un primer paso en un camino cuya conclusión sea la inclusión de métodos de cálculo de pandeo del cordón inferior en celosías en las normativas futuras.

Los proyectos usados como ejemplo para la realización de este TFM han sido proporcionados por la Diputación Provincial de Huesca y el Ayuntamiento de Huesca. En este caso se trata de pabellones deportivos ubicados en la provincia de Huesca.

Contenido

1. Introducción	7
2. Objetivo	11
3. Alcance	12
3.1. Descripción de la estructura estudiada.....	13
4. Metodología	15
4.1. Programa de análisis estructural.....	15
4.2. Modelización de la estructura.....	16
4.2.1. Modelización 2D de la estructura	16
4.2.2. Modelización 3D de la estructura	17
4.3. Materiales de la estructura de cubierta.....	17
4.4. Longitud de pandeo	18
4.4.1. Análisis de valores propios.....	18
4.4.2. Métodos de cálculo alternativos para la obtención del coeficiente β	20
4.4.3. Comparación del método empleado para la obtención de β con el de la norma LRFD GUIDE SPECIFICATIONS FOR THE DESIGN OF PEDESTRIAN BRIDGES de la AASHTO .	21
4.5. Análisis de la estructura	23
4.5.1. Cálculo de acciones y tensiones actuantes en las barras según normativa vigente en el año 1990.....	24
4.5.2. Cálculo de las acciones y tensiones actuantes en las barras según normativa vigente año 2021.....	29
4.6. Modelización de las cargas.....	37
5. Resultados y discusión de estos.....	38
5.1. Comparación del coeficiente β obtenido por el método de los valores propios y el método de la norma AASHTO	38
5.2. Tensiones según norma NBE – MV 103 – 1972.....	39
5.2.1. Hipótesis más desfavorables, esfuerzos.....	39
5.2.2. Razón de tensiones	40
5.2.3. Comentario.....	40
5.3. Tensiones según norma EAE	41
5.3.1. Hipótesis más desfavorables, esfuerzos.....	41
5.3.2. Razón de tensiones	42
5.3.3. Comentario.....	45
5.4. Valoración de los resultados obtenidos	46
5.5. Posibles soluciones.....	48
5.5.1. Soluciones adoptadas en diversas estructuras	48

5.5.2.	Posibles soluciones a adoptar	50
5.5.3.	Análisis de soluciones.....	53
6.	Conclusión	54
7.	Bibliografía	56
	Índice de imágenes.....	58
	Índice de tablas	59
8.	Anejo 1. Cálculo de acciones y combinaciones de carga	61
8.1.	Acciones NBE-88 y combinaciones de acciones MV-103	61
8.1.1.	Distancias cubierta	61
8.1.2.	Acciones peso propio (PP).....	61
8.1.3.	Acciones sobrecarga de uso (SC).....	61
8.1.4.	Acciones sobrecarga de nieve (N)	61
8.1.5.	Acciones sobrecarga de viento (V)	61
8.1.6.	Combinaciones de carga	62
8.2.	Acciones CTE	62
8.2.1.	Distancias cubierta	62
8.2.2.	Acciones peso propio (PP).....	62
8.2.3.	Acciones sobrecarga de uso (SC).....	62
8.2.4.	Acciones sobrecarga de nieve (N)	63
8.2.5.	Acciones sobrecarga de viento (V)	63
8.2.6.	Combinaciones de carga	65
9.	Anejo 2. Valores del Coeficiente beta según ambos métodos estudiados	67
9.1.	Método valores propios	67
9.2.	Método AASHTO	67
10.	Anejo 3.Documentación gráfica de los proyectos recopilados para el estudio	70
10.1.	Pabellón del Almudévar (Huesca)	70
10.2.	Pabellón de Grañén (Huesca).....	72
10.3.	Pabellón Alcoraz (Huesca).....	74
10.4.	Pabellón de Zaidín (Huesca)	78

MEMORIA

1. Introducción

En este Trabajo Final de Máster (TFM) se va a tratar la seguridad estructural del tipo más común de estructuras de celosía. A la vista de los diseños y construcciones de este tipo de obras y del análisis de sus proyectos, se comprueba que frecuentemente no se han tenido en cuenta adecuadamente las acciones sobre las estructuras y sus combinaciones, resultando que una parte de las celosías no tienen la resistencia estructural requerida, concretamente en el cordón inferior cuando este entra en compresión, según las normas en vigor.

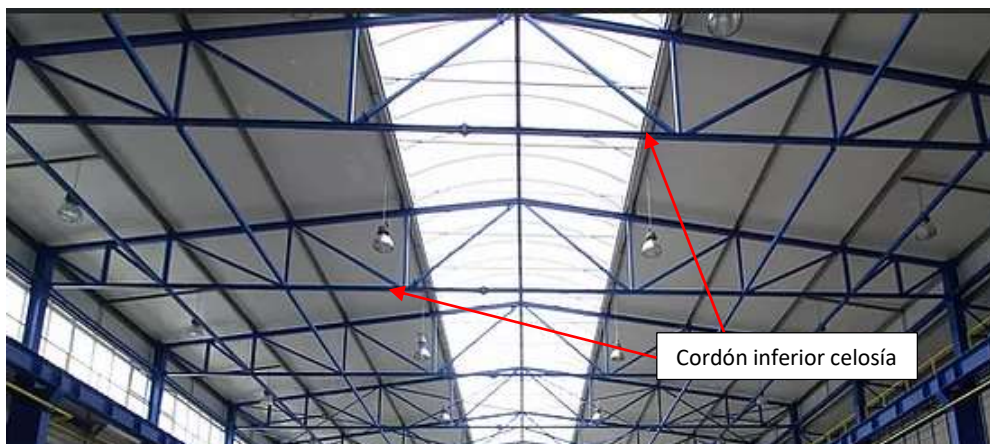


Ilustración 1: Ejemplo de cordón inferior de una celosía[1]

La problemática estudiada consiste en que, las hipótesis principales de viento, al incidir sobre la cubierta metálica sostenida por la celosía, provoca succión, intentando levantar la misma. Esto se ve reflejado en la celosía como un efecto de compresión sobre el cordón inferior (y de tracción sobre el superior). Este efecto de compresión puede producir el pandeo del cordón inferior, y por tanto el colapso (en los casos más graves) de la estructura, pudiendo provocar daños humanos y materiales.

El pandeo es un fenómeno que se produce al someter a un elemento estructural, normalmente (pero no únicamente) de tipo lineal, a una carga de compresión. En elementos de esbeltez elevada, la barra, además de experimentar una deformación en dirección axial, experimenta desplazamientos en dirección transversal a su eje.

Este desplazamiento transversal combinado con la fuerza axial hace que aparezca un momento, (denominado momento de segundo orden) debido a que la línea de acción de la carga se aleja del centro de gravedad de la sección transversal de la barra. Este momento adicional conduce a una disminución de la resistencia teórica de la barra a esfuerzos axiales (que depende del área de su sección transversal), pudiendo provocar el fallo de la barra, y en los casos más graves llegar al colapso total.

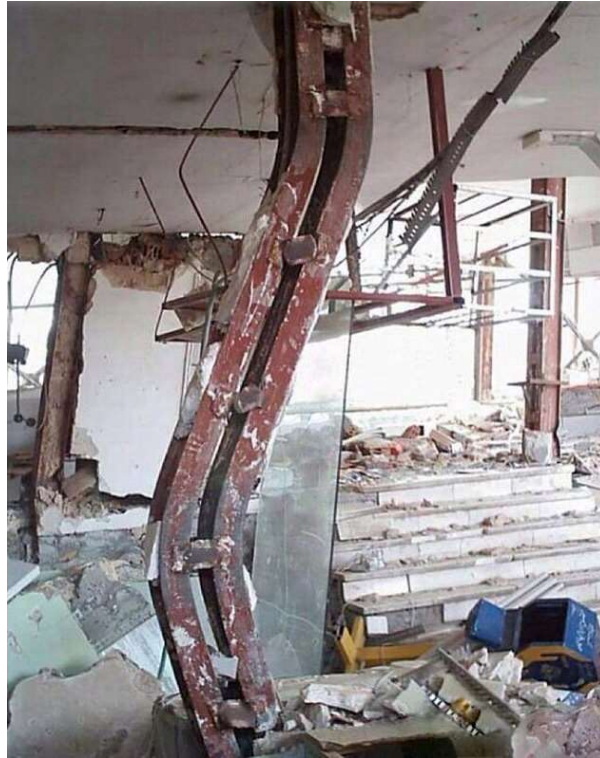


Ilustración 2: Ejemplo de pilar afectado por pandeo[2]



Ilustración 3: Colapso de estructura por pandeo[3]

Este fenómeno ha sido ampliamente estudiado por distintos autores. Leonhard Euler fue el primero que lo estudió en profundidad, dando lugar al modelo teórico de pandeo de Euler.

Demostró que la carga crítica de pandeo, es decir, la carga máxima que puede soportar una barra en compresión con sus extremos articulados, antes de colapsar puede obtenerse, de forma teórica, con la siguiente formula:

$$F_{crit} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{L_{pandeo}^2}$$

Donde:

E: Modulo elástico del material

I: Inercia en el plano débil del perfil.

L_{pandeo} : Longitud de pandeo.

La longitud de pandeo, en este caso, se corresponde con la longitud de la barra.

Para otras situaciones (nudos empotrados, libres o con sujeción elástica) la longitud de pandeo puede definirse como la longitud que tendría una barra biapoyada cargada como la barra estudiada, de forma que tuviesen la misma carga de pandeo. Se puede expresar como:

$$L_{pandeo} = k \cdot L_{barra}$$

Donde α es un coeficiente que depende del tipo de sujeción que tiene la barra en sus extremos. Algunos casos son:

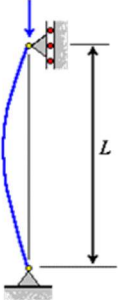
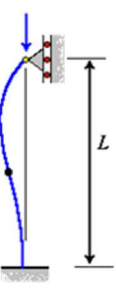

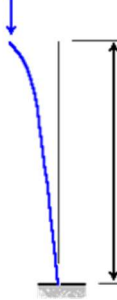
Columna articulada-articulada	Columna empotrada-articulada	Columna empotrada-empotrada	Columna empotrada-libre
			
$L_e = L$ $K = 1$	$L_e = 0.699L$ $K = 0.699$	$L_e = 0.5L$ $K = 0.5$	$L_e = 2L$ $K = 2$

Ilustración 4: Coeficientes de longitud de pandeo Euler[4]

Esto es una manera sencilla de calcular la longitud de pandeo de una barra. No obstante, tiene varios problemas. En una estructura real suelen confluir varias barras en un nudo, de manera que ya no es tan sencillo estimar la longitud de pandeo, y es una formula teórica. Además, las barras tienen defectos, tanto de colocación en obra como de fabricación, haciendo que la resistencia real a pandeo de las barras sea inferior a la carga critica teórica.

La problemática del tipo de celosías estudiadas en este trabajo se debe a su diseño. El pandeo puede darse en el plano de la celosía o en el plano perpendicular a la misma. En el plano de la celosía, el cordón inferior está firmemente sujeto por las diagonales y montantes, no así en el plano perpendicular donde la celosía puede pandear de forma libre, debido a que apenas existe nada que lo impida (realmente, la conexión con los montantes y diagonales introduce algo de estabilidad en el cordón). Si la carga de succión inducida por el viento es suficientemente grande provocará el fallo de la celosía.

La normativa actual trata de resolver estos problemas, proponiendo métodos complementarios para obtener la resistencia última de los perfiles. No obstante, en todos ellos se hace necesaria conocer la longitud de pandeo, algo que a priori no es inmediato. Se incluyen métodos para edificios formados por forjados y pilares, pero para este tipo de celosías están poco desarrollados.

Por ejemplo en la norma EAE[5] en su Anejo 5, se expone un método para el cálculo de pórticos, donde se tiene en cuenta la barra que es objeto de estudio, así como el resto de barras que están unidas a ellas, que le aportan rigidez.

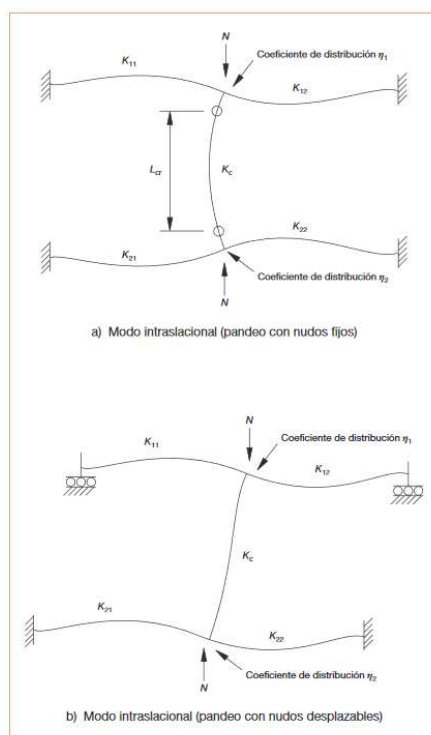


Ilustración 5: Cálculo de la longitud de pandeo en estructuras porticadas para el modo intraslacional[5]

$$\eta_1 = \frac{(K_c + K_1)}{(K_c + K_1 + K_{11} + K_{12})}$$

$$\eta_2 = \frac{(K_c + K_2)}{(K_c + K_2 + K_{21} + K_{22})}$$

Este método resulta de difícil aplicación a las celosías porticadas ya que su tipología estructural se aleja en gran medida de los pórticos, donde es válida la fórmula.

En el CTE se proponen métodos similares al descrito para este tipo de estructuras, y comenta que en el caso que ocupa este estudio, cordones de celosía sin arriostrar, se debe recurrir a métodos numéricos para el cálculo de la longitud de pandeo.

En la normativa actual no existe ninguna forma sencilla de calcular la longitud de pandeo fuera del plano de la celosía, como sí existe en otras tipologías, tales como edificios residenciales formados por pilares, vigas y forjados.

Existen métodos sistemáticos para obtener la longitud de pandeo, como podría ser el de los valores propios que se comentará más adelante. No obstante, no existe ningún método aportado por las normas, como si existe en otros tipos de estructuras.

En este TFM se propondrá un método de cálculo de la longitud de pandeo para estas celosías, se aplicará a un tipo muy común de celosías empleadas en los pabellones construidos

en Aragón para comprobar su resistencia a compresión del cordón inferior, y si fuera necesario, se propondrán soluciones para paliar este problema.

2. Objetivo

El objetivo de este estudio es caracterizar y **dar a conocer un fallo estructural existente en el tipo más común en estructuras de celosía**, estudiando los estados límites últimos, en particular los que agotan la capacidad resistente de la **estructura por inestabilidad (pandeo)**.

Para ello se obtendrá la longitud de pandeo por diversos métodos propuestos por distintos autores para comparar sus resultados, y una vez obtenida la longitud de pandeo, aplicar la normativa vigente para caracterizar su resistencia.

Se escoge una estructura tipo real, en este caso un pabellón situado en la ciudad de Huesca, el pabellón Alcoraz, que cuenta con una estructura de cubierta ligera, con una luz de alrededor de 30 m, formada por celosías metálicas y pilares de hormigón armado. Es una estructura representativa de una tipología muy empleada en todo el país, que es insegura debido al pandeo del cordón inferior.

El pabellón se construyó en 1990 con una normativa distinta a la actual. Por ello se obtendrán las tensiones mediante la normativa vigente en el momento de su realización, para analizar el cálculo que se llevó a cabo en aquella época y comprobar si realmente cumplía la norma de entonces o existen defectos sustanciales de diseño y/o cálculo.

Como segundo análisis, mediante la normativa vigente, EAE[5] y CTE[6], se van a estimar los esfuerzos máximos que pueden darse en este tipo de estructuras, y a partir de ellos los estados límite últimos para ver si el edificio es seguro bajo el prisma de la normativa actual, y así tener un conocimiento más profundo de este tipo de estructuras y enfatizar la importancia de que ahora y en el futuro estas celosías se diseñen y calculen correctamente.

Para ello se realizará el análisis completo con todas las hipótesis de carga y sus combinaciones. Así, se detectarán todas las posibles fallas que puedan tener este tipo de construcciones.

Además, se pretende, en el caso de detectarse insuficiencias estructurales, plantear modificaciones que aumenten la seguridad de la estructura, procurando que sean lo más sencillas posible para la estructura, tanto en forma como en peso.

Se pone el foco principalmente en la estabilidad del cordón inferior cuando entra en compresión debido a varias combinaciones de acciones. Este fenómeno podía haber sido predicho por los proyectistas porque un cordón esbelto de unos 30 m de longitud sometido a compresión difícilmente puede ser estable sin pandear bajo hipótesis de viento succión, acción climática que siempre ha estado presente en todas las versiones de normas estructurales para el caso de cubiertas con pendientes reducidas. Sin embargo, esta problemática ha sido sistemáticamente ignorada en la gran mayoría de los proyectos que se han consultado y las obras que visualmente se han inspeccionado.

3. Alcance

Este trabajo se va a centrar en un grupo de estructuras representativas de este problema, en concreto serán pabellones construidos en los años 90, todos ellos con la misma tipología estructural, y por tanto las mismas posibles fallas en cuanto al pandeo del cordón inferior.

El decreto 87/1989 de 4 de julio la Diputación General de Aragón aprobó el Plan General de Instalaciones Deportivas de Aragón. Con fecha 29 de noviembre de 1989 la Dirección General de Deportes convocó un concurso de proyectos para las obras previstas en el Plan General de Instalaciones Deportivas de la Comunidad Autónoma de Aragón[7].

Como resultado de este concurso, se realizaron proyectos para numerosos pabellones, según fuentes de la época alrededor de 70.

Para este estudio se ha logrado acceder, gracias a la Diputación Provincial de Huesca y al Ayuntamiento de Huesca, a algunos de estos proyectos para su estudio. En concreto el listado de proyectos que fueron localizados son:

- **Pabellón de Almudévar (1991)**
- **Pabellón de Grañén (1990)**
- **Pabellón Alcoraz (Huesca, 1990)**
- **Pabellón de Zaidín (1990)**
- Pabellón de Tardienta (2000)
- Pabellón de Los Olivos (Huesca, 1993)
- Pabellón Pío XII (Huesca, 1992)

Todos ellos ubicados en la provincia de Huesca.



Ilustración 6: Situación de los pabellones[8]

Los cinco primeros tienen una tipología estructural similar (que es objeto de análisis en este trabajo) mientras que los dos últimos tienen el cordón inferior de las celosías arriostrado. El pabellón situado en Tardienta, es de la misma tipología que los 4 estudiados en este trabajo, aunque es de fecha posterior. El estudio se centrará en los siguientes 4 pabellones construidos en los años 90: **Almudévar, Grañén, Huesca y Zaidín**.

Como se puede ver en el Anejo 3, las estructuras de los proyectos recabados son equivalentes entre sí (y a muchos otros repartidos por todo Aragón), siendo indiferente el estudio de uno de los pabellones u otro. Por tanto, se ha decidido centrar los esfuerzos de cálculo en el pabellón situado en la ciudad de Huesca.

Hay que tener en cuenta que esta elección no es trivial ya que, según la situación del pabellón, cambian las zonas climáticas a aplicar, que vienen dadas por el CTE-DB-SE-AE[6], pasando de zona B en los pabellones situados en el entorno de Zaragoza a la zona climática C en los pabellones situados en el entorno de Huesca, donde las exigencias que tienen las estructuras debido al viento son más altas que en la zona de Zaragoza. Por tanto, se realizará el estudio en esta zona ya que es más desfavorable.

Se realizará un análisis estructural completo, teniendo en cuenta todos los casos de carga relevantes para el análisis del estado último de tensiones, presentes en el CTE, de esta forma la estructura quedará completamente estudiada. No obstante, se pondrá un mayor énfasis en el estudio en el cordón inferior de la celosía, en el que se sabe que existe la problemática del pandeo.

Además, los resultados obtenidos en este TFM pueden extrapolarse a otro tipo de estructuras similares, estructuras tipo nave, con cubierta ligera, basadas en celosías de acero con el cordón inferior sin arriostrar en el plano perpendicular a la celosía con una luz de alrededor de 30 m o más. Un tipo de estructura muy extendida ya que se considera un estándar de la construcción.

3.1. Descripción de la estructura estudiada

Las celosías de los pabellones estudiados son una variación del tipo Prat (diagonales en tracción para cargas de origen gravitatorio) en la que las dos diagonales centrales (precisamente las de mayor longitud, por tanto, más susceptibles al fallo) cambian su orientación como en una Howe (diagonales en compresión), provocando que sean más susceptibles a fallar por pandeo.

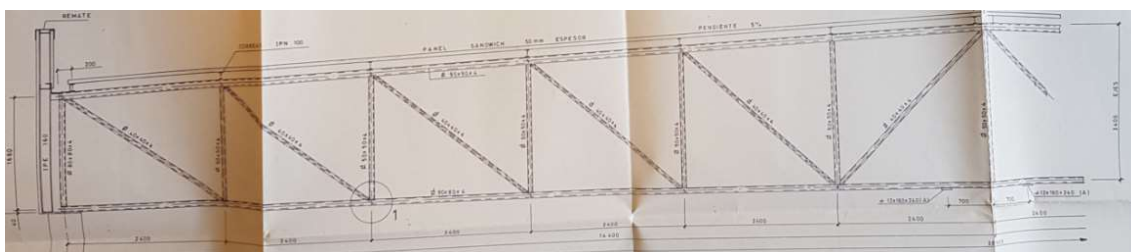


Ilustración 7: Celosía pabellón Alcoraz, Huesca [9]

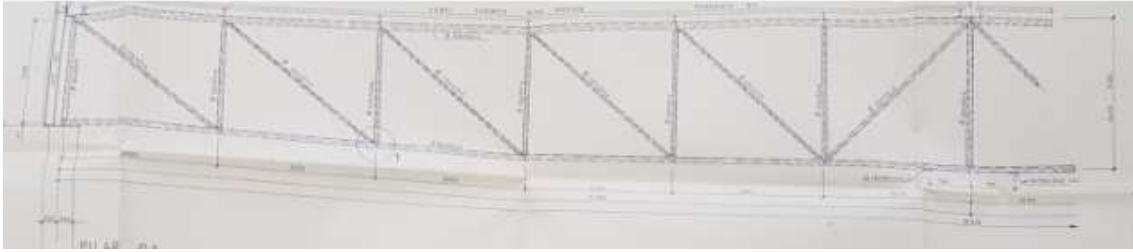


Ilustración 8: Celosía pabellón Almudévar, Huesca [10]



Ilustración 9: Celosía correspondiente al pabellón de Almudévar [11]



Ilustración 10: Celosía correspondiente al pabellón Alcoraz, Huesca[12]

La luz de las celosías estudiadas está en torno a 28,80 m entre ejes de pilar, variando ligeramente en algunos de los pabellones, no obstante, como referencia se va a tomar el pabellón Alcoraz, situado en la ciudad de Huesca. Todas las celosías tienen 12 recuadros de 2400 mm de anchura entre montantes y canto variable de 1680 mm en ejes de apoyo a 2400 mm en centro de vano.

Se puede observar (ver Anejo 3 para más fotografías) que la celosía está formada por los siguientes perfiles:

- Cordón inferior: 80x80x4 mm
- Cordón superior: 90x90x4 mm
- Diagonales: 40x40x4 mm
- Montantes exteriores: 80x80x4 mm
- Montantes interiores: 50x50x4 mm

La cubierta esta realizada mediante panel sándwich de 50 mm de espesor con pendiente del 5% que apoya sobre correas IPN-100 separadas 2400 mm. Estas correas transmiten su carga a los nudos del cordón superior de la celosía.

La altura de cumbrera de la cubierta sobre el suelo es de 8,55 m.

La separación entre pórticos es de 4,8 m.

Los pilares que soportan las celosías son de hormigón armado, cilíndricos de 500 mm de diámetro y 6 m de altura.

El cerramiento de fachada del pabellón se prolonga en un peto de 1 m de altura sobre el alero.

En el esquema siguiente se muestran todas estas medidas:

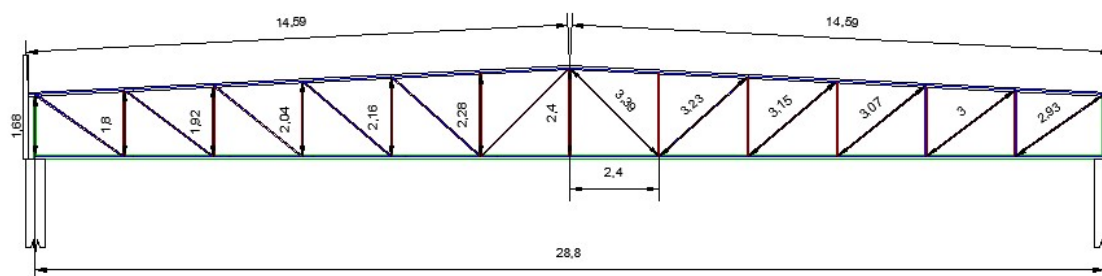


Ilustración 11: Esquema de la celosía a tratar

4. Metodología

En esta sección se expone la modelización de la estructura, las acciones aplicadas sobre la misma, así como los materiales usados, la metodología usada para el cálculo y las diversas peculiaridades que tiene este tipo de estructuras en concreto.

Debido a la repetitividad de los pórticos, el estudio se aplicará a un pórtico intermedio representativo de la estructura.

4.1. Programa de análisis estructural

Para la realización de los cálculos estructurales se utilizará el programa RFEM[13], este programa de cálculo esta creado por DLUBAL SOFTWARE y dispone de la normativa europea

integrada para la realización de cálculos. Además, dispone de características avanzadas como el cálculo de longitudes de pandeo mediante el análisis de valores propios (ver 4.4.1) por lo que resulta muy adecuado para el estudio de fenómenos de pandeo en estructuras porticadas.

4.2. Modelización de la estructura

4.2.1. Modelización 2D de la estructura

El funcionamiento de la celosía estudiada es netamente bidimensional. Se ha decidido modelizarla como una estructura plana, tomando un pórtico central representativo de la misma para este estudio.

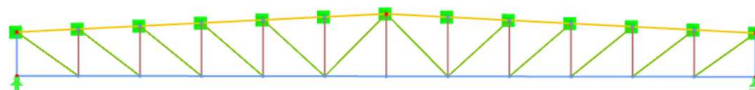


Ilustración 12: Modelo 2D de la celosía estudiada

Las conexiones entre barras se modelizan como uniones rígidas que transmiten momento (debido fundamentalmente a que los programas actuales lo permiten con facilidad) aunque la gran mayoría de estas celosías, a lo largo del tiempo, se han calculado considerando las uniones como articulaciones.

Tanto el cordón superior como el inferior se modelizan mediante barras continuas de extremo a extremo, es decir no se aplica lo usual en otros programas de cálculo de dividir una barra que tiene múltiples conexiones en tramos separados por los nudos intermedios. Esto permite el estudio del pandeo de una manera más eficaz ya que el propio programa calcula la longitud equivalente de la barra a estudiar teniendo en cuenta la rigidez que le aportan a la barra las distintas conexiones con otras barras que posee.

Las correas, que van dispuestas de pórtico a pórtico y perpendiculares a estos, introducen un efecto de arriostramiento del cordón superior en dirección "Y". Para representar la rigidez extra que le aportan al cordón superior, impidiendo que se deforme en esa dirección se ha introducido en cada nudo de este un apoyo simple en la dirección Y. Este apoyo impide el movimiento del nudo en Y, y lo permite en el resto de grados de libertad.

Los efectos de los pilares están modelizados mediante dos apoyos en el cordón inferior. Se ha introducido uno en el nudo extremo izquierdo coaccionando los desplazamientos (pero no giros) en las tres direcciones X, Y, Z y otro en el nudo extremo derecho que impide los desplazamientos en Y y Z y permitiéndolo en dirección X.

Se va a estudiar un pórtico central representativo de la estructura, para poder identificar de forma correcta los fenómenos que ocurren, los pórticos hastiales debido a sus características (pilares intermedios) no son adecuados para el estudio del pandeo del cordón inferior.

4.2.2. Modelización 3D de la estructura

Con objeto de ensayar soluciones para las celosías afectadas por el pandeo se realiza un modelo 3D del pabellón. En este caso se ha realizado de la misma forma que en el modelo 2D, solo que introduciendo las correas como barras que unen las distintas celosías.

Además, se han añadido unas vigas riostra en cabeza de pilar, correspondientes a IPE 160, como indica el proyecto. En la estructura 2D, esto se modelizó como apoyos, al igual que las correas.

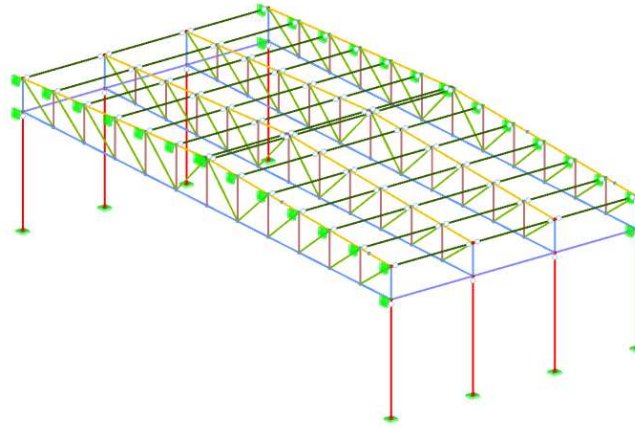


Ilustración 13: Modelización 3D de la estructura

Como se puede observar en la imagen de la modelización 3D no se ha recreado toda la estructura, se ha realizado el modelo para 4 pórticos centrales, los dos centrales son los que tienen las condiciones de contorno adecuadas para el análisis, ya que son pórticos completos, con correas y riostras a ambos lados de la celosía. Por tanto, serán estos los dos pórticos representativos donde se realizará el análisis.

4.3. Materiales de la estructura de cubierta

El material usado para las barras de la celosía es **Acero A42b**, comúnmente usado en la construcción en aquella época. Las características del acero, según la NBE MV 102 de 1975 son las siguientes:

Tabla 2.1.2 Características mecánicas de los aceros

Características mecánicas	Espesor	Probeta	Clases de acero								
			A37b	A37c	A37d	A42b	A42c	A42d	A52b	A52c	A52d
Límite elástico σ_e kp/mm ² mínimo	≤ 16 mm		24	24	24	26	26	26	36	36	36
	> 16 mm ≤ 40 mm		23	23	23	25	25	25	35(1)	35	35
	> 40 mm ≤ 63 mm		22	22	22	24	24	24	34(1)	34	34
Alargamiento de rotura δ kp/mm ² mínimo	≤ 40 mm	longitudinal	26	26	26	24	24	24	22(1)	22	22
		transversal	24	24	24	22	22	22	20	20	20
	> 40 mm ≤ 63 mm	longitudinal	25	25	25	23	23	23	21(1)	21	21
		transversal	23	23	23	24	21	21	19	19	19
Resistencia a tracción σ_t kp/mm ² mínimo-máximo (2)			37-48	37-45	37-45	42-53	42-50	42-50	52-62	52-62	52-62
Doblado satisfactorio en espesor a sobre mandril de diámetro		longitudinal	1a	1a	1a	2a	2a	2a	2.5a	2.5a	2.5a
		transversal	2a	1.5a	1.5a	2.5a	2.5a	2.5a	3a	3a	3a
Resiliencia	Energía absorbida p kp/m min		2.6	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
	Temperatura de ensayo °C		+20	0	-20	+20	0	-20	+20	0	-20

(1) En los aceros de tipo A52 el espesor límite de 40 mm se sustituye por 36 mm.

(2) Salvo acuerdo en contrario, no será objeto de rechazo si en la resistencia a tracción se obtienen 2 kp/mm² de menos. Tampoco si en los aceros de grados c y d se obtienen 2 kp/mm² de más.

Tabla 1: Características de A42b [14]

El panel sándwich usado es de 50 mm de espesor con un peso de 15 kg/m², según la información obtenida de los distintos proyectos.

1.3. – FORJADO CUBIERTAS		
Peso propio o estructura portante	15	Kg./m ²
Peso propio elementos de cobertura	15	"
Sobrecarga nieve y viento	100	"

Tabla 2: Peso de la cubierta [9]

En general las estructuras cuentan todas con una protección superficial en base a pinturas con o sin propiedades ignífugas.

El hormigón de los pilares es H-175 con una resistencia de 175 kp/cm², aunque en principio no será relevante para el análisis.

4.4. Longitud de pandeo

4.4.1. Análisis de valores propios

El parámetro β se define como:

$$\beta = \frac{\text{Longitud de pandeo}}{\text{Longitud de la viga}}$$

La longitud de pandeo, o el parámetro β , necesario para el estudio del pandeo, se obtendrá del módulo de RFEM denominado RF-STABILITY.

El módulo usa el análisis de valores propios para obtener la longitud de pandeo de la barra[15][16].

El método se basa en el cálculo matricial, sustituyendo la matriz de rigidez elástica lineal por una matriz de rigidez modificada considerando la interacción entre el esfuerzo axial y el flector sobre la estructura deformada.

La matriz de rigidez de una barra se calcula aplicando desplazamientos unitarios sucesivamente a cada grado de libertad de la misma y obteniendo las correspondientes reacciones. Estas reacciones ordenadas en columnas dan lugar a la matriz de rigidez elemental de la barra.

Para considerar la influencia del esfuerzo axial se modifica esta matriz mediante unas funciones de forma (que dependen del axial de cada barra). La forma práctica usada habitualmente para el cálculo consiste en tomar los dos primeros términos del desarrollo en serie de Taylor de dichas funciones dando lugar a la matriz de rigidez elástica y la matriz de rigidez geométrica.

Esta matriz de rigidez geométrica llamada así porque solo depende de la geometría de la estructura y del caso de carga estudiado (mientras que la matriz de rigidez elástica depende de las características de la sección y del material), es decir, para cada caso de carga existirá una matriz de rigidez geométrica, y no son intercambiables entre los distintos casos de carga.

El problema entonces queda planteado de la siguiente forma:

$$\vec{P} = (\bar{K} - \lambda \cdot \bar{K}_G) \cdot \vec{\delta}$$

Donde \bar{K} es la matriz de rigidez elástica de la barra, \bar{K}_G la matriz de rigidez geométrica y λ es un factor que amplifica el valor del conjunto de cargas considerado hasta que se produce el pandeo. \vec{P} y $\vec{\delta}$ son las fuerzas aplicadas y los desplazamientos respectivamente.

Una vez obtenidas las matrices de rigidez elástica y rigidez geométrica de las barras se procede a ensamblar el sistema de la misma forma que se realizaría en el cálculo matricial clásico, es decir ensamblando las distintas matrices elementales (que están referidas a los ejes locales de cada barra y deben transformarse al sistema de referencia global) en la matriz de rigidez global del sistema.

Los vectores propios de ese sistema representan los distintos modos de pandeo de la estructura, siendo el menor valor propio obtenido el axial crítico que es el que se debe estudiar para asegurar la estabilidad de la estructura.

A la relación entre el axial crítico y el axial aplicado en la barra se le denomina α crítica (α_{cr}).

Cuando este parámetro es menor de 10 se deben realizar comprobaciones para estudiar si la estructura es estable, bien sea mediante análisis de segundo orden o aplicando los métodos recogidos en la normativa.

La longitud de pandeo se puede obtener de la siguiente forma:

$$l_p = \pi \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{\alpha_{cr} \cdot N}}$$

Siendo E (módulo elástico) e I (momento de inercia en el plano en que se produce la flexión) parámetros de la barra y N el esfuerzo axial aplicado.

El módulo R-STABILITY calcula la longitud de pandeo de la barra aplicando este método, que luego puede usarse para obtener las tensiones en un análisis posterior.

Por tanto, previo a utilizar este método de obtención de se debe estudiar qué hipótesis de carga es la más desfavorable para cada barra para obtener la beta en su caso más desfavorable (caso de carga con más compresión).

4.4.2. Métodos de cálculo alternativos para la obtención del coeficiente β

Tradicionalmente la problemática del cordón inferior en celosías no ha sido muy estudiada. No obstante, existe un problema similar que sí que ha sido ampliamente por diversos autores. El problema de los puentes-pony o en celosía. Estos puentes responden a la siguiente tipología



Ilustración 14: Ejemplo de puente-pony[17]

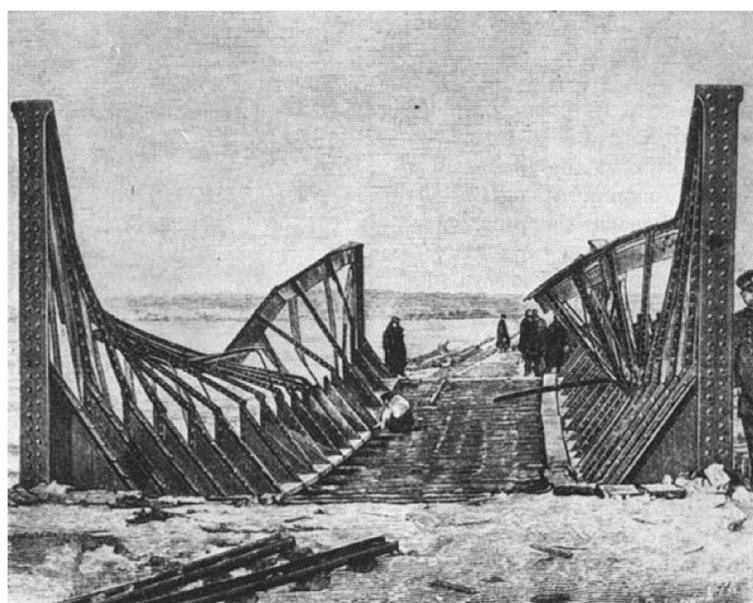


Ilustración 15: Fallo por pandeo del cordón superior en un puente-pony[18]

Puentes de celosía donde el cordón superior trabaja a compresión, siendo este no arriostrado.

Este problema es muy similar al problema de la celosía en edificación, solo que invertido respecto al puente. Este problema ha sido muy estudiado por diversos autores dando lugar a diversos métodos posibles de cálculo: algunos de los autores que profundizaron en este tema son[19]:

- Engesser
- Bleich
- Holt
- Timoshenko
- Lutz-Fisher

Los métodos de los diversos autores proporcionan resultados equivalentes entre sí. En este estudio, se va a usar el método de Holt, expuesto más adelante, que viene recogido en el texto “LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges”[20] de la AASHTO (*Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes*).

4.4.3. Comparación del método empleado para la obtención de β con el de la norma LRFD GUIDE SPECIFICATIONS FOR THE DESIGN OF PEDESTRIAN BRIDGES de la AASHTO

Para la comprobación del método elegido para el cálculo de la longitud de pandeo, se va a aplicar la guía americana de diseño de puentes, como método para obtener un **valor aproximado del coeficiente β** .

En esta guía explica como calcular el cordón comprimido de un puente formado por un tablero inferior sustentado por dos celosías laterales con el cordón superior exento de sujeciones.

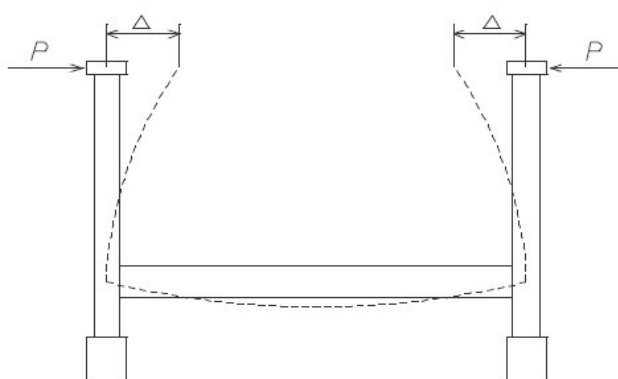


Ilustración 16: Puente tipo del método[20]

En este documento expone el siguiente método aproximado para la obtención del coeficiente beta:

En primer lugar, se debe calcular la rigidez del cordón comprimido, que será función de las distintas barras que enlazan con él, del siguiente modo:

$$c = \frac{E}{h^2 \left[\frac{h}{3 \cdot I_c} + \frac{b}{2 \cdot I_b} \right]}$$

Donde:

E: Modulo elástico del material

I_c: Inercia de los montantes

I_b: Inercia de las correas

h: Canto de la cercha

b: Longitud de correa

A partir del axil máximo que esta aplicada a las barras del cordón inferior se obtiene el coeficiente:

$$P_{crit} = 1,33 N_{max}$$

Donde N_{max} es el axil máximo en el cordón estudiado.

A continuación, se obtiene el coeficiente adimensional:

$$\frac{c \cdot L}{P_{crit}}$$

Y obtenido este valor se pasa a la tabla siguiente (Tabla adimensional, válida para Sistema Imperial y Sistema Internacional):

1/K	n=4	n=6	n=8	n=10	n=12	n=14	n=16
1.000	3.686	3.616	3.660	3.714	3.754	3.785	3.809
0.980		3.284	2.944	2.806	2.787	2.771	2.774
0.960		3.000	2.665	2.542	2.456	2.454	2.479
0.950			2.595				
0.940		2.754		2.303	2.252	2.254	2.282
0.920		2.643		2.146	2.094	2.101	2.121
0.900	3.352	2.593	2.263	2.045	1.951	1.968	1.981
0.850		2.460	2.013	1.794	1.709	1.681	1.694
0.800	2.961	2.313	1.889	1.629	1.480	1.456	1.465
0.750		2.147	1.750	1.501	1.344	1.273	1.262
0.700	2.448	1.955	1.595	1.359	1.200	1.111	1.088
0.650		1.739	1.442	1.236	1.087	0.988	0.940
0.600	2.035	1.639	1.338	1.133	0.985	0.878	0.808
0.550		1.517	1.211	1.007	0.860	0.768	0.708
0.500	1.750	1.362	1.047	0.847	0.750	0.668	0.600
0.450		1.158	0.829	0.714	0.624	0.537	0.500
0.400	1.232	0.886	0.627	0.555	0.454	0.428	0.383
0.350		0.530	0.434	0.352	0.323	0.292	0.280
0.300	0.121	0.187	0.249	0.170	0.203	0.183	0.187
0.293	0						
0.259		0					
0.250			0.135	0.107	0.103	0.121	0.112
0.200			0.045	0.068	0.055	0.053	0.070
0.180			0				
0.150				0.017	0.031	0.029	0.025
0.139				0			
0.114					0		
0.100						0.003	0.010
0.097						0	
0.085							0

Tabla 3: Cálculo del coeficiente K[20]

Donde en función del valor obtenido anteriormente y el número (n) de cuadros que compone la celosía se obtiene el coeficiente 1/K

La longitud de pandeo se obtendrá multiplicando la longitud de la barra más cargada del cordón inferior por el coeficiente K

$$l_p = K \cdot L$$

Se comprobará que los resultados obtenidos por el método de los valores propios y por el método propuesto en la guía de puentes peatonales son similares.

4.5. Análisis de la estructura

Se va a realizar un análisis de la estructura mediante la normativa actual, (Código Técnico de la Edificación, CTE) y mediante la normativa vigente en la época de redacción de los proyectos (año 1990 NBE-88 y MV-103).

Todas las acciones exteriores (uso, climáticas) se aplican a la cubierta, y esta las transmite a la celosía a través de las correas. Estas acciones, sumadas con peso propio de los elementos soportados, dan como resultado fuerzas puntuales sobre los nudos de la celosía, que son las que se van a usar para modelizar la estructura. Además, se aplicará el peso propio como una carga uniforme sobre los perfiles. Las cargas de origen térmico apenas inducen esfuerzos debido a que las celosías estudiadas son esencialmente isostáticas (en realidad aparecen unas pequeñas tensiones debido a la falta de articulación perfecta en los nudos).

Solo se tendrán en cuenta las combinaciones de carga referentes al estado límite último ya que se está estudiando precisamente la capacidad estructural de la edificación y no al estado límite de servicio.

4.5.1. Cálculo de acciones y tensiones actuantes en las barras según normativa vigente en el año 1990

Acciones según norma NBE-AE/88. Acciones en la edificación

La norma usada para el cálculo de las celosías fue la NBE-AE/88 (antigua norma MV-101/1962), vigente en la época en la que se realizaron los proyectos de los pabellones. Esta norma indica que las **acciones relevantes para el análisis** que deben tenerse en cuenta son las siguientes:

Cargas muertas (PP)

Las cargas muertas se obtienen sumando al peso propio de los distintos perfiles que conforman la celosía, los pesos del material de cubierta y de las correas que lo sustentan.

El peso propio de la celosía se introducirá en el programa de cálculo RFEM como una carga uniformemente repartida actuante sobre cada perfil. Para ello se activará la opción del programa para tener en cuenta la gravedad. El resto de cargas muertas se deducen como sigue:

Para el cálculo del peso de la cubierta se ha procedido de la siguiente manera:

Carga muerta lineal sobre correa

$$= \text{Peso cubierta} * \text{Distancia entre correas} + \text{Peso unitario correa}$$

*Carga puntual en nudo celosía = Carga muerta lineal * Distancia entre pórticos*

Teniendo en cuenta que la carga superficial de los extremos de la celosía es la mitad que en el resto de vanos, esto se repite en la obtención del resto de cargas puntuales.

Este reparto isostático de las fuerzas actuantes se repetirá en la obtención del resto de cargas puntuales debidas a las demás acciones consideradas.

Sobrecarga de uso (SC)

La NBE-AE/88 no define sobrecarga de uso en cubiertas, únicamente lo hace para azoteas. Por tanto, la sobrecarga de uso será nula. Existía una sobrecarga puntual para mantenimiento que no tiene interés en este trabajo.

TABLA 3.1. SOBRECARGAS DE USO	
Uso del elemento	Sobrecarga kg/m ²
A. Azoteas	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
B. Viviendas	
Habitaciones en viviendas	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	Según art. 3.5
C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	Según art. 3.5
D. Oficinas y comercios	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	Según art. 3.5
E. Edificios docentes	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	Según art. 3.5
F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos	
Locales con asientos fijos	300
Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	Según art. 3.5
G. Calzadas y garajes	
Sólo automóviles de turismo	400
Camiones	1.000

Tabla 4: Sobrecargas de uso[21]

Sobrecarga de nieve (N)

La sobrecarga de nieve de la NBE-AE/88 viene dada según la altura topográfica de la localidad

TABLA 4.1. SOBRECARGA DE NIEVE SOBRE SUPERFICIE HORIZONTAL	
Altitud topográfica h (m)	Sobrecarga de nieve (kg/m ²)
0 a 200	40
201 a 400	50
401 a 600	60
601 a 800	80
800 a 1.000	100
1.001 a 1.200	120
> 1.200	$h:10$

Tabla 5: Sobrecarga de nieve según altura [21]

Siguiendo con en análisis del pabellón Alcoraz, con una cota de alrededor de 450 m sobre el nivel del mar, la sobrecarga de nieve será de 60 kp/m² o 0,6 kN/m².

Carga puntual sobre la celosía bidimensional

$$= \text{Sobrecarga de nieve} * \text{Distancia entre pórticos} * \text{Distancia entre correas}$$

La carga en los extremos será la mitad de la carga anterior.

Sobrecarga de viento (V)

Para obtener la sobrecarga de viento, según la norma NBE-AE/88 se tienen que considerar distintos parámetros. En primer lugar, se ha de considerar la presión dinámica básica del viento, en este caso, al tener una altura de 8,55 m será de 50 kp/m² o 0,5 kN/m²:

TABLA 5.1. PRESION DINAMICA DEL VIENTO				
Altura de coronación del edificio sobre el terreno en m cuando la situación topográfica es:		Velocidad del viento v		Presión dinámica w
Normal	Expuesta	m/s	km/h	kg/m ²
De 0 a 10	-	28	102	50
De 11 a 30	-	34	125	75
De 31 a 100	De 0 a 30	40	144	100
Mayor de 100	De 31 a 100	45	161	125
-	Mayor de 100	49	176	150

Tabla 6: Presión dinámica del viento [21]

Este es el coeficiente básico que viene afectado por diversos coeficientes eólicos, dependientes principalmente por la inclinación de la cubierta, en este caso al tener una inclinación tan baja, el coeficiente eólico es -0,4 tanto para sotavento como para barlovento como se puede ver en la siguiente imagen. Además, hay que considerar la presión interior que puede llegar a existir en el pabellón. La norma indica que será un coeficiente de presión de 0,4, que sobre la cubierta actúa como succión ya que esta “empujando” la cubierta hacia arriba, sumándose a la succión del viento desde la parte exterior. Por tanto, el coeficiente eólico total será de 0,8 en dirección normal a la cubierta.

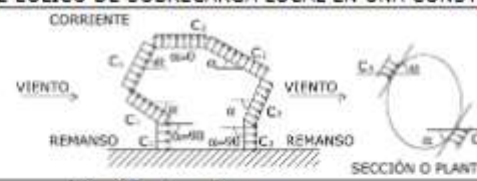
TABLA 5.2. COEFICIENTE EOLICO DE SOBRECARGA LOCAL EN UNA CONSTRUCCION CERRADA						
						
Situación Angulo de incidencia del viento α	Coeficiente eólico en:					
	Superficies planas		Superficies curvas rugosas		Superficies curvas muy lisas	
	Barlovento C1	Sotavento C2	Barlovento C3	Sotavento C4	Barlovento C3	Sotavento C4
En remanso: 90° - 0°	+ 0,8	- 0,4	+ 0,8	- 0,4	+ 0,8	- 0,4
En corriente:						
90°	+ 0,8	- 0,4	+ 0,8	- 0,4	+ 0,8	- 0,4
80°	+ 0,8	- 0,4	+ 0,8	- 0,4	+ 0,8	- 0,4
70°	+ 0,8	- 0,4	+ 0,8	- 0,4	+ 0,4	- 0,4
60°	+ 0,8	- 0,4	+ 0,4	- 0,4	0	- 0,4
50°	+ 0,6	- 0,4	0	- 0,4	- 0,4	- 0,4
40°	+ 0,4	- 0,4	- 0,4	- 0,4	- 0,8	- 0,4
30°	+ 0,2	- 0,4	- 0,8	- 0,4	- 1,2	- 0,4
20°	0	- 0,4	- 0,8	- 0,4	- 1,6	- 2,0
10°	- 0,2	- 0,4	- 0,8	- 0,4	- 2,0	- 2,0
0°	- 0,4	- 0,4	- 0,4	- 0,4	- 2,0	- 2,0
Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.						

Tabla 7: Coeficientes de sobrecarga de viento [21]

$$\begin{aligned} \text{Sobrecarga de viento} &= \text{Coeficiente eólico} * \text{Presión dinámica del viento} \\ &= (0,4 + 0,4) * 50 = 40 \text{ kp/m}^2 \end{aligned}$$

Resultando finalmente un valor de sobrecarga por viento sobre la cubierta de 40 kp/m² de succión o de 0,4 kN/m².

$\text{Carga puntual} = \text{Sobrecarga de viento} * \text{Distancia entre pórticos} * \text{Distancia entre correas}$

La carga en los extremos será la mitad de la carga anterior.

Combinación de acciones

La norma MV 103 dispone lo siguiente en las combinaciones de acciones:

Coeficientes de ponderación					
Casos de carga		Clase de acción	Coeficientes de ponderación si el efecto de la acción es		
			Desfavorable		Favorable
Caso I Acciones constantes y combinación de dos acciones variables independientes	Ia	Acciones constantes	1.33	1.33	1.00
		Sobrecarga	1.33	1.50	0
		Viento	1.50	1.33	0
	Ib	Acciones constantes	1.33		1.00
		Sobrecarga	1.50		0
		Nieve	1.50		0
	Ic	Acciones constantes	1.33		1.00
		Viento	1.50		0
		Nieve	1.50		0
Caso II Acciones constantes y combinación de tres acciones variables independientes		Acciones constantes	1.33		1.00
		Sobrecarga	1.33		-
		Viento	1.33		-
		Nieve	1.33		-
Caso III Acciones constantes y combinación de cuatro acciones variables independientes, incluso las acciones sísmicas		Acciones constantes	1.00		1.00
		Sobrecarga	r (1)		0
		Viento	0.25 (2)		0
		Nieve	0.50 (3)		0
		Acciones sísmicas	1		0

Tabla 8: Combinaciones de acciones MV 103 [22]

Las combinaciones de carga se obtienen realizando combinaciones entre las acciones estudiadas multiplicadas por los coeficientes expuestos anteriormente.

Los valores de las acciones puntuales sobre la edificación, así como las distintas combinaciones de carga estudiadas se pueden ver en el Anejo 1.

Cálculo de las tensiones actuantes y comprobaciones resistentes según norma NBE – MV 103 – 1972

Tracción

Siendo una celosía sometida mayormente a esfuerzos axiles (ya que el resto de esfuerzos son despreciables, inducidos por haberla modelizado como una celosía de unión de nudos rígida) la tensión se obtiene como:

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

Donde:

N: Esfuerzo axial

A: Área de la viga

Esta tensión debe ser menor que la resistencia elástica de la sección, en este caso de 26 kp/mm²

Compresión

En el caso de la barra sometida a compresión hay que tener en cuenta el pandeo que puede llegar a disminuir sensiblemente la resistencia de la sección. Para ello:

En primer lugar, se obtiene la longitud de pandeo (l_p), como se ha comentado en el apartado anterior.

A continuación, se calcula el radio de giro como

$$r = \sqrt{\frac{\text{Inercia de la sección}}{\text{Área de la sección}}}$$

Una vez obtenido este se calcula el parámetro λ como

$$\lambda = \frac{l_p}{r}$$

Se pasa ahora a las tablas de coeficientes ω , proporcionadas por la norma, donde se obtiene a partir de λ el coeficiente ω correspondiente.

COEFICIENTE ω DE PANDEO PARA EL ACERO A 42										
λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03	1,03	1,03	1,04
30	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07
40	1,07	1,08	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11	1,12	1,12
50	1,13	1,14	1,14	1,15	1,16	1,17	1,18	1,19	1,20	1,21
60	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	1,29	1,30	1,31	1,33
70	1,34	1,36	1,37	1,39	1,40	1,42	1,44	1,46	1,47	1,49
80	1,51	1,53	1,55	1,57	1,60	1,62	1,64	1,66	1,69	1,71
90	1,74	1,76	1,79	1,81	1,84	1,86	1,89	1,92	1,95	1,98
100	2,01	2,03	2,06	2,09	2,13	2,16	2,19	2,22	2,25	2,29
110	2,32	2,35	2,39	2,42	2,46	2,49	2,53	2,56	2,60	2,64
120	2,67	2,71	2,75	2,79	2,82	2,86	2,90	2,94	2,98	3,02
130	3,06	3,11	3,15	3,19	3,23	3,27	3,32	3,36	3,40	3,45
140	3,49	3,54	3,58	3,63	3,67	3,72	3,77	3,81	3,86	3,91
150	3,96	4,00	4,05	4,10	4,15	4,20	4,25	4,30	4,35	4,40
160	4,45	4,51	4,56	4,61	4,66	4,72	4,77	4,82	4,88	4,93
170	4,99	5,04	5,10	5,15	5,21	5,26	5,32	5,38	5,44	5,49
180	5,55	5,61	5,67	5,73	5,79	5,85	5,91	5,97	6,03	6,09
190	6,15	6,21	6,27	6,34	6,40	6,46	6,53	6,59	6,65	6,72
200	6,78	6,85	6,91	6,98	7,05	7,11	7,18	7,25	7,31	7,38
210	7,45	7,52	7,59	7,66	7,72	7,79	7,86	7,93	8,01	8,08
220	8,15	8,22	8,29	8,36	8,44	8,51	8,58	8,66	8,73	8,80
230	8,88	8,95	9,03	9,11	9,18	9,26	9,33	9,41	9,49	9,57
240	9,64	9,72	9,80	9,88	9,96	10,04	10,12	10,20	10,28	10,36
250	10,44									

Tabla 9: Coeficientes ω [22]

Una vez obtenido la tensión actuante sobre la barra será:

$$\sigma = \frac{N \cdot \omega}{A}$$

N: Esfuerzo axial

A: Área de la viga

Esta tensión debe ser menor que la resistencia elástica de la sección, en este caso de 26 kp/mm²

4.5.2. Cálculo de las acciones y tensiones actuantes en las barras según normativa vigente año 2021

Acciones y combinaciones según CTE

El CTE, en su documento de Seguridad Estructural, es la norma actual vigente en España. Esta norma indica que las acciones relevantes para el análisis que deben tenerse en cuenta son las siguientes[6]:

Peso propio (PP)

Según la nueva denominación del CTE, el peso propio estaría comprendido por el peso de la propia estructura más las cargas permanentes, aquellas que van a actuar en todo momento, como sería el caso de la cubierta. Sin embargo, en este caso para distinguirlas se va a denominar cargas muertas a las cargas permanentes de elementos que no son de estructura (cubierta y correas).

El peso propio se calcula de la misma forma que en el caso anterior, activando la opción de considerar la gravedad en el análisis mediante RFEM.

Cargas muertas

Las cargas muertas se calcularán igual que en el apartado anterior.

Sobrecarga de uso (SC)

La sobrecarga de uso a utilizar es la del apartado G1:

“Cubierta accesible solo para conservación” en el subcaso de *“Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado)”* dando un total de 0,4 kN/m².

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°		1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
		Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾		0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla 10: Sobrecarga de uso CTE[6]

A efectos de este análisis, la “carga concentrada” no afecta, pues se está analizando el margen de seguridad potencial de la cubierta en el caso desfavorable de vientos altos, sin personal de mantenimiento en cubierta.

Sobrecarga de nieve (N)

Huesca se encuentra en la zona climática 2 del Anejo E del CTE a una altitud de 450 m. Por tanto, se toma un valor de sobrecarga de nieve de 0,65 kN/m²:

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Tabla 11: Sobrecarga de nieve CTE[6]

Sobrecarga de viento (VS y VP)

La fórmula que proporciona el CTE para el cálculo de la sobrecarga eólica es la siguiente:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Donde:

q_b : Presión dinámica del viento, valor para Huesca (Zona C) según el Anejo D tiene como valor $0,52 \text{ kN/m}^2$

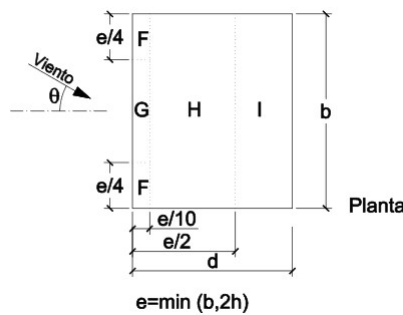
c_e : Coeficiente de exposición que según la tabla 3,4 del CTE. Su valor es 1,65 que corresponde a zona urbana en general y una altura de 8,55 m.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Tabla 12: Coeficiente de exposición CTE[6]

c_p : Coeficiente de presión exterior. En el caso de los pabellones estudiados se puede asimilar a una cubierta plana con parapeto, como indica el CTE.



h_p/h	A (m^2)	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$			
		F	G	H	I
Bordes con aristas	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	0,2
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	0,2
Con parapetos	0,025	≥ 10	-1,6	-1,1	-0,7
		≤ 1	-2,2	-1,8	-1,2
	0,05	≥ 10	-1,4	-0,9	-0,7
		≤ 1	-2,0	-1,6	-1,2
	0,10	≥ 10	-1,2	-0,8	-0,7
		≤ 1	-1,8	-1,4	-1,2

Nota: Se considerarán cubiertas planas aquellas con una pendiente no superior a 5°

Tabla 13: Coeficientes de presión exterior por zonas CTE[6]

Los valores del coeficiente particularizados para esta estructura en el caso 1 (viento succión) serán:

	F	G	H	I
Coeficientes	-1,2	-0,8	-0,7	-0,2

Tabla 14: Coeficientes de succión exterior usados

Las zonas de aplicación de los coeficientes, particularizadas sobre la cubierta a estudiar, serán:

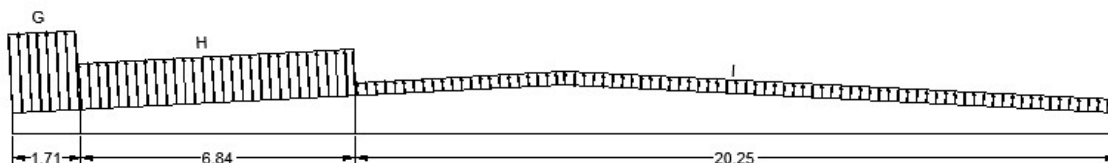


Ilustración 17: Coeficientes de presión exterior en vanos interiores de la estructura

En el caso 2 (viento presión), la tabla de coeficientes quedará:

	F	G	H	I
Coeficientes	-1,2	-0,8	-0,7	0,2

Tabla 15: Coeficientes de presión exterior usados

Siendo el resto de parámetros igual que en caso de viento succión.

Transformación de las acciones superficiales a acciones puntuales sobre la estructura

Las acciones superficiales sobre la cubierta se transforman mediante un reparto isostático en acciones lineales sobre las correas y estas acciones, a su vez, se transforman de la misma manera en acciones puntuales sobre los nodos de la celosía como se ve en el apartado 4.3.1.

Combinaciones de carga

Los coeficientes de mayoración de las acciones son las siguientes:

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones			
Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0

Tabla 16: Acciones sobre la edificación CTE[23]

Y los coeficientes de simultaneidad son:

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)			
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

(1) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Tabla 17: Coeficientes de simultaneidad CTE[23]

Los valores de las acciones mayoradas para el cálculo de los distintos casos de carga se establecen con la siguiente formula:

Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado característica, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.6)$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
- una acción variable cualquiera, en valor característico (Q_k), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- el resto de las acciones variables, en valor de combinación ($\psi_0 \cdot Q_k$).

Ilustración 18: Combinaciones de carga CTE[23]

Como en el caso anterior, el valor de las acciones, así como las combinaciones de carga se encuentran en el Anejo 1.

Justificación del uso de EAE para el cálculo de tensiones

Los esfuerzos de la celosía modelizada con cargas del CTE se analizarán con el EUROCÓDIGO 3 en su anejo nacional o EAE (equivalentes) ya que es el método implementado en el programa RFEM. Este es similar al método propuesto por el CTE.

Según la norma EAE:

“El ámbito de aplicación de la «Instrucción de Acero Estructural (EAE)» se extiende, salvo las excepciones contempladas en la misma, a todas las estructuras y elementos de acero estructural, tanto de edificación como de ingeniería civil.

Real Decreto 751/2011 En las obras de edificación se podrán emplear indistintamente esta Instrucción y el Documento Básico DB SE-A Acero del Código Técnico de la Edificación.”[5]

Por lo que se usara esta última debido a su implementación en RFEM.

Cálculo de las tensiones actuantes y comprobaciones resistentes según EAE.

La norma es muy extensa, contemplando una gran cantidad de casos. En este estudio se van a comentar los más relevantes para la celosía estudiada, considerando que los esfuerzos axiles son muy superiores al resto, aunque en el cálculo mediante RFEM se realizan todas las comprobaciones pertinentes. Se emplaza al lector a consultar la normativa actual para una explicación más completa:

<http://www.carreteros.org/normativa/estructuras/eae/eae.pdf>

Obtención de la clase de la sección

En primer lugar, hay que calcular la clase de la sección. Esta es función del material con la que se ha realizado la viga y la forma de la sección transversal de la misma.

Existen 4 clases de sección: 1, 2, 3 y 4. En función de la clase, el tipo de comprobación cambia ya que en las secciones de clase 1 y 2 se permite que la sección plastifique debido a que su robustez lo permite y en las secciones de clase 3 y 4 no se permite este fenómeno. La forma de calcularlas para los perfiles usados en la celosía sería:

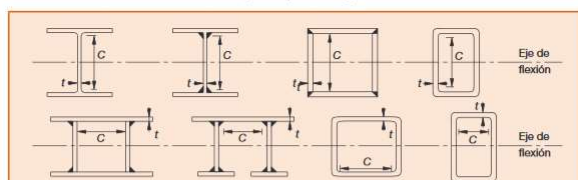
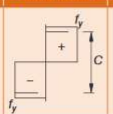
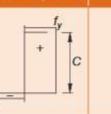
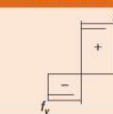
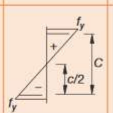
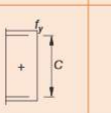
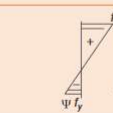
						
Clase	Panel flectado	Panel comprimido	Panel flexocomprimido			
Ley de tensiones en los paneles (compresión +)						
1	$\frac{c}{t} \leq 72\epsilon$	$\frac{c}{t} \leq 33\epsilon$	Cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ Cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$\frac{c}{t} \leq 83\epsilon$	$\frac{c}{t} \leq 38\epsilon$	Cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ Cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Ley de tensiones en los paneles (compresión +)						
3	$\frac{c}{t} \leq 124\epsilon$	$\frac{c}{t} \leq 42\epsilon$	Cuando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ Cuando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y (N/mm^2)$		235	275	355	420
	ϵ		1,00	0,92	0,81	0,75
						460
						0,71

Tabla 18: Clase de la sección[5]

En general si la sección no cumple los requisitos para ser de clase 3 se considerará de clase 4.

Comprobación general de la resistencia de la sección

En general cualquier sección deberá cumplir:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

Donde los denominadores son los valores de cálculo de la resistencia de la sección frente axil y flector y dependen de la clasificación de la sección y los numeradores son los valores de los esfuerzos obtenidos por el cálculo de la estructura.

Esfuerzo axil de tracción

Para elementos sometidos a tracción se debe verificar

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

Donde:

N_{Ed} : Valor del esfuerzo de calculo

$N_{t,Rd}$: Resistencia de cálculo de la sección a tracción

La resistencia a tracción se obtendrá:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

γ_{M0} : Coeficiente reductor de la resistencia del material.

Comprobaciones estado límite de inestabilidad.

Para elementos sometidos a compresión se debe verificar

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

Donde:

N_{Ed} : Valor del esfuerzo de calculo

$N_{b,Rd}$: Resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido

La resistencia a pandeo de un elemento se obtendrá:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \text{ Secciones clase 1, 2 y 3}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \text{ Secciones clase 4}$$

Donde:

A, A_{ef} = Área o área efectiva de la sección

f_y : Resistencia elástica de la sección

γ_{M1} : Coeficiente de reducción

χ : Coeficiente de imperfección

El coeficiente de imperfección se puede obtener mediante fórmula o mediante gráfica calculando la esbeltez adimensional $\bar{\lambda}$

Esta se obtiene como

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \text{ Secciones clase 1, 2 y 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{ef} \cdot f_y}{N_{cr}}} \text{ Secciones clase 4}$$

Y N_{cr} se obtiene como:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{cr}^2}$$

Donde:

$E I$: Rigidez a flexión del elemento en el plano de pandeo considerado

$L_{cr} = \beta L$ con β explicada como se ha obtenido anteriormente y L la longitud del elemento a considerar.

Una vez obtenida la esbeltez adimensional se entra en la siguiente gráfica:

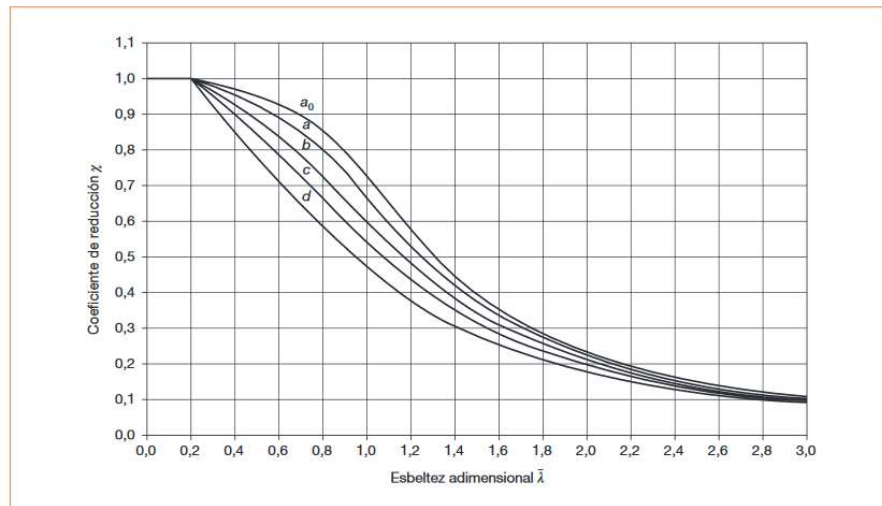


Ilustración 19: obtención del coeficiente de imperfección[5]

Y la curva a usar se obtiene de la siguiente tabla:

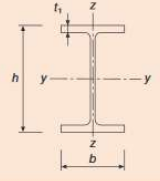
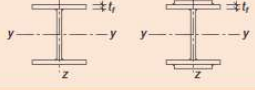

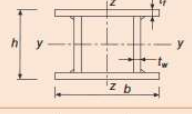


Sección transversal		Límites	Pandeo alrededor del eje	Curva de pandeo	
				\$ 235 \$ 275 \$ 355 \$ 420	\$ 460
Secciones de perfiles laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	b a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	d c
Secciones de vigas en I armadas soldadas		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	c d	c d
Secciones de perfiles huecos		Acabados en caliente	Cualquiera	a	a ₀
		Conformados en frío	Cualquiera	c	c
Secciones de vigas en cajón armadas soldadas		En general (excepto caso recuadro inferior)	Cualquiera	b	b
		Soldadura gruesa $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Cualquiera	c	c
Secciones de perfiles en U, en T y macizas			Cualquiera	c	c
Secciones de perfiles angulares			Cualquiera	b	b

Tabla 19: Obtención de la curva de pandeo[5]

Como se ha comentado todo esto lo realiza RFEM en su módulo de EUROCÓDIGO 3

4.6. Modelización de las cargas

Las cargas gravitatorias: Peso Propio, Nieve y Sobrecarga de Uso se han modelizado en dirección a la gravedad, las cargas de viento, por el contrario, se han modelizado en dirección normal a la cubierta como se puede ver en las siguientes imágenes:

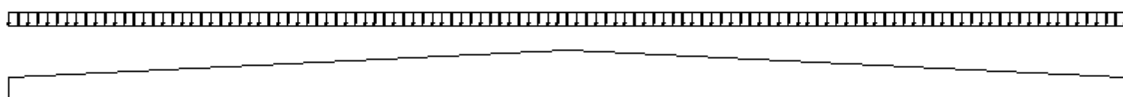


Ilustración 20: Sentido de las cargas gravitatorias (carga lineal)

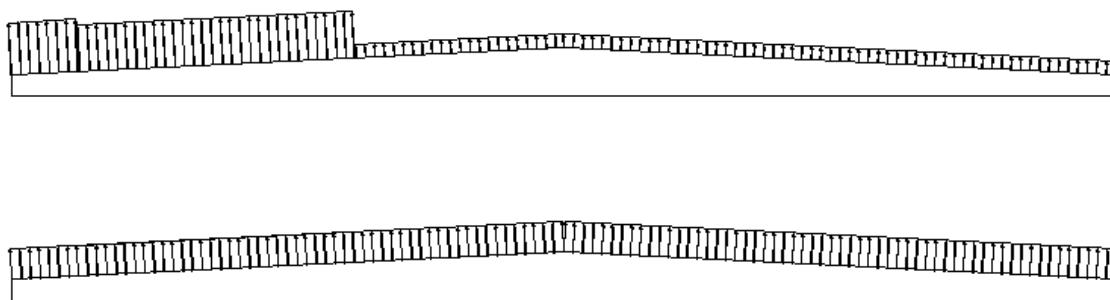


Ilustración 21: Sentido de las cargas de viento (carga lineal)

5. Resultados y discusión de estos

5.1. Comparación del coeficiente β obtenido por el método de los valores propios y el método de la norma AASHTO

La verificación del método elegido para calcular la longitud de pandeo de la barra es crítica, ya que una mala estimación puede llevar a resultados muy distintos de la realidad. Por tanto, la comparación entre distintos métodos propuestos por la bibliografía es vital a la hora de obtener resultados válidos para el análisis.

Se realiza la comparación entre los dos métodos mencionados, para el caso de carga 11 (según la normativa actual), que corresponde a viento mayorado y peso propio en su hipótesis desfavorable.

Con el método de los valores propios obtiene una longitud de pandeo de 6,1 m

Con el método AASHTO obtiene una longitud de pandeo de 6,8 m

La desviación entre los dos métodos será, por tanto:

$$Error = \frac{6,8 - 6,1}{6,1} * 100 = 11,5 \%$$

Con lo que los dos métodos dan resultados muy parecidos. Las discrepancias pueden deberse, tanto a la inclusión en el cálculo de las diagonales de la celosía (en el caso de cálculo por ordenador) que dotan al cordón inferior de algo más de rigidez que en el método aproximado de la norma AASHTO y que el método de la norma es un método aproximado, particularizado para otro tipo de estructuras.

Se considera entonces al haber obtenido los **mismos resultados por dos métodos diferentes** que el **método de los valores propios es correcto** y es el que se va a emplear para la comprobación de los casos.

La obtención de los valores resultantes por un método u otro se puede observar en el Anejo 2.

5.2. Tensiones según norma NBE – MV 103 – 1972

5.2.1. Hipótesis más desfavorables, esfuerzos

Esfuerzos de tracción

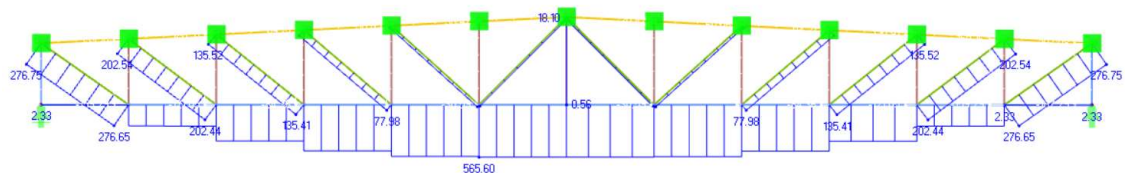


Ilustración 22: CO7, esfuerzos de tracción máximos: diagonales y cordón inferior (kN)

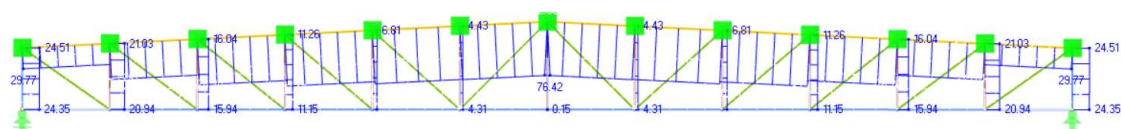


Ilustración 23: CO10, esfuerzos de tracción máximos: montantes y cordón superior (kN)

Esfuerzos de compresión

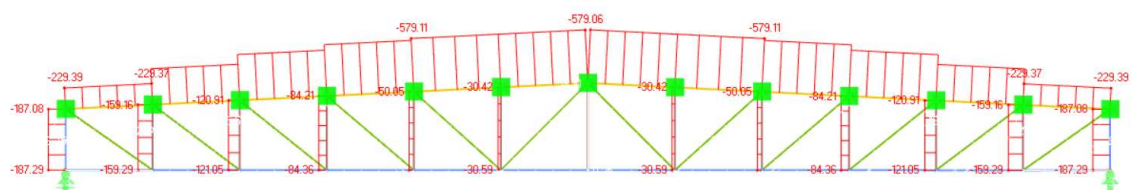


Ilustración 24: CO7, esfuerzos de compresión máximos: montantes y cordón superior (kN)

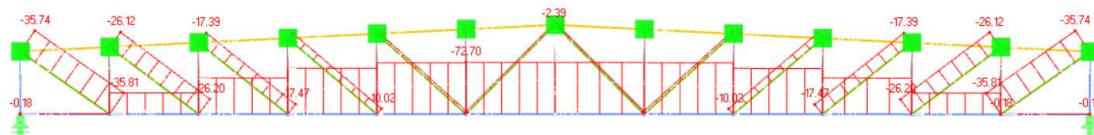


Ilustración 25: CO10, esfuerzos de compresión máximos: diagonales y cordón inferior (kN)

5.2.2. Razón de tensiones

Tracción						
Perfil	Longitud (m)	Área (cm ²)	Hipótesis	Axil (kN)	Tensión (kp/mm ²)	Razón de tensiones
80x4	28,80	11,70	CO 2	254,69	21,77	0,84
90x4	2,40	13,30	CO 5	76,42	5,75	0,22
50x4	1,80	6,95	CO 5	21,03	3,03	0,12
40x4	2,93	5,35	CO 2	124,51	23,27	0,90

Tabla 20: Razón de tensiones de tracción según NBE-88 y MV 103

Compresión										
Perfil	I _p (m)	Área (cm ²)	Inercia (cm ⁴)	Radio de giro (m)	λ	ω	Hipótesis	Axil (kN)	Tensión (kp/mm ²)	Razón de tensiones
80x4	6,20	11,70	111,00	0,03	201,29	6,85	CO 5	72,70	42,56	1,64
90x4	2,54	13,30	162,00	0,03	72,72	1,39	CO 2	260,74	27,25	1,05
50x4	1,68	6,95	23,70	0,02	90,81	1,76	CO 2	71,35	18,07	0,69
40x4	2,29	5,35	11,10	0,01	158,98	4,40	CO 5	35,74	29,39	1,13

Tabla 21: Razón de tensiones de compresión según NBE-88 y MV 103

5.2.3. Comentario

Se puede observar que las tensiones son muy superiores al límite elástico de las vigas estudiadas, llegando a superar 2 veces la tensión máxima permitida.

Como se presuponía en la hipótesis inicial **el cordón inferior y las diagonales fallan a compresión en la hipótesis CO5**, es decir, cargado con el viento de succión mayorado y el peso propio sin mayorar. No obstante, la conclusión es aún peor de la planteada en un principio ya que el cordón inferior también sería inseguro en la hipótesis de nieve mayorada y peso propio mayorado (CO2)

El fallo de este último caso CO2 es anecdótico (se sobrepasa un 5% la tensión de diseño) y, en parte, podría deberse a imprecisión en los cálculos (la mayoría de los programas de cálculo comerciales se basan en el método de los elementos finitos) y tampoco es muy relevante, aunque debido a la gran cantidad de pabellones que se hicieron con la misma tipología se ha considerado importante el destacarlo (aunque no sea el objetivo principal del estudio).

Los resultados obtenidos sobre el cordón inferior llevan a reflexionar sobre la normativa con la que se construyó el pabellón ya que lleva 30 años en pie sin problemas, tal vez la norma está mayorando en exceso las acciones que actúan sobre las estructuras en aras de la seguridad, sin que esto sea en principio algo negativo.

5.3. Tensiones según norma EAE

5.3.1. Hipótesis más desfavorables, esfuerzos

En este caso no está tan claro cuál es la hipótesis más desfavorable ya que al realizar el análisis de tensiones, varias hipótesis dan como valor “No calculable”. Esto indica que el esfuerzo sobrepasa la resistencia plástica de la sección y es un caso que la norma no contempla. Indica que la barra en cuestión fallará, pero no es capaz de calcularlo por falta de información de la norma.

No obstante, se presentan las hipótesis donde cada barra soporta más axil, que, por lógica, serán las más desfavorables.

Esfuerzos de tracción

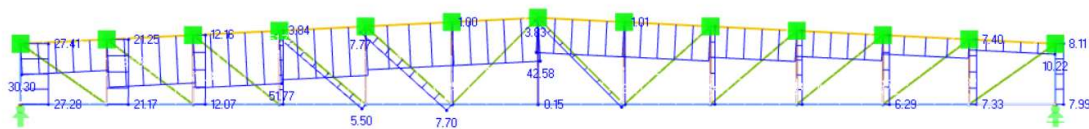


Ilustración 26: CO11, esfuerzos de tracción máximos: montantes y cordón superior (kN)

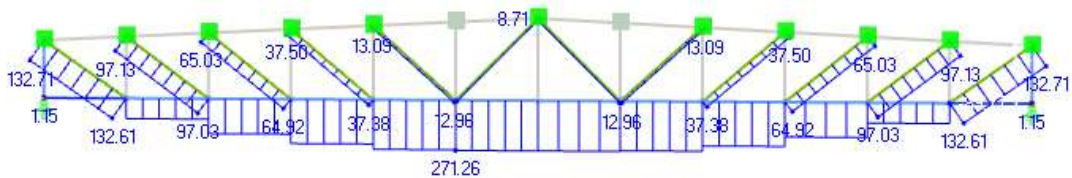


Ilustración 27: CO3, esfuerzos de tracción máximos: diagonales y cordón inferior (kN)

Esfuerzos de compresión

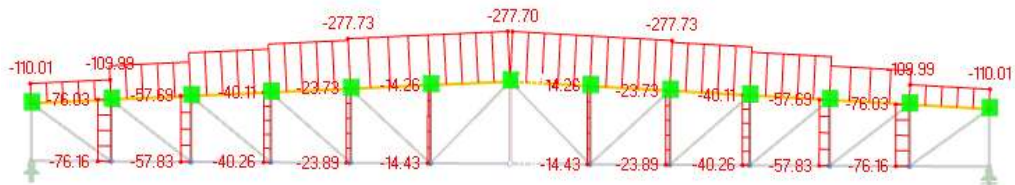


Ilustración 28: CO3, esfuerzos de compresión máximos: montantes y cordón superior (kN)



CO12	$0,8*CC1 + 1,5*CC3$	1,32	> 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO13	$0,8*CC1 + 1,5*CC3 + 0,9*CC4$	1,04	> 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO14	$0,8*CC1 + 1,5*CC3 + 0,9*CC5$	1,33	> 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO15	$0,8*CC1 + 1,5*CC4$	0,16	≤ 1	CS101) Comprobación de la sección - Tracción según 6.2.3
CO16	$0,8*CC1 + 0,75*CC3 + 1,5*CC4$	0,35	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO17	$0,8*CC1 + 1,5*CC5$	0,31	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO18	$0,8*CC1 + 0,75*CC3 + 1,5*CC5$	0,82	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2

Tabla 22: Razón de tensiones cordón superior según Eurocódigo 3

Cordón inferior

Caso de Carga	Descripción	Razón de tensiones		Cálculo según fórmula
CO1	$1,35*CC1$	0,24	≤ 1	CS101) Comprobación de la sección - Tracción según 6.2.3
CO2	$1,35*CC1 + 1,5*CC2$	0,69	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO3	$1,35*CC1 + 1,5*CC3$	0,96	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO4	$1,35*CC1 + 1,5*CC3 + 0,9*CC4$	0,80	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO5	$1,35*CC1 + 1,5*CC3 + 0,9*CC5$	0,99	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO6	$1,35*CC1 + 1,5*CC4$	0,61	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO7	$1,35*CC1 + 0,75*CC3 + 1,5*CC4$	0,35	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO8	$1,35*CC1 + 1,5*CC5$	0,31	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO9	$1,35*CC1 + 0,75*CC3 + 1,5*CC5$	0,67	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO10	$0,8*CC1$	0,14	≤ 1	CS101) Comprobación de la sección - Tracción según 6.2.3
CO11	$0,8*CC1 + 1,5*CC2$	0,58	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO12	$0,8*CC1 + 1,5*CC3$	0,86	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO13	$0,8*CC1 + 1,5*CC3 + 0,9*CC4$	0,70	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO14	$0,8*CC1 + 1,5*CC3 + 0,9*CC5$	0,89	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO15	$0,8*CC1 + 1,5*CC4$	1,14	> 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO16	$0,8*CC1 + 0,75*CC3 + 1,5*CC4$	0,24	≤ 1	CS101) Comprobación de la sección - Tracción según 6.2.3
CO17	$0,8*CC1 + 1,5*CC5$	0,23	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO18	$0,8*CC1 + 0,75*CC3 + 1,5*CC5$	0,57	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1

Tabla 23: Razón de tensiones cordón inferior según Eurocódigo 3

Diagonales

Caso de Carga	Descripción	Razón de tensiones		Cálculo según fórmula
CO1	$1,35*CC1$	0,27	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO2	$1,35*CC1 + 1,5*CC2$	0,73	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1

CO3	$1,35 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC3$	No calculable	> 1	ER008) El esfuerzo axil sobrepasa la resistencia plástica a esfuerzo axil $N_{pl,Rd}$
CO4	$1,35 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC3 + 0,9 \cdot CC4$	0,88	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO5	$1,35 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC3 + 0,9 \cdot CC5$	No calculable	> 1	ER008) El esfuerzo axil sobrepasa la resistencia plástica a esfuerzo axil $N_{pl,Rd}$
CO6	$1,35 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC4$	0,54	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO7	$1,35 \cdot CC1 + 0,75 \cdot CC3 + 1,5 \cdot CC4$	0,40	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO8	$1,35 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC5$	0,73	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO9	$1,35 \cdot CC1 + 0,75 \cdot CC3 + 1,5 \cdot CC5$	0,76	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO10	$0,8 \cdot CC1$	0,15	≤ 1	CS101) Comprobación de la sección - Tracción según 6.2.3
CO11	$0,8 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC2$	0,62	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO12	$0,8 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC3$	0,91	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO13	$0,8 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC3 + 0,9 \cdot CC4$	0,76	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO14	$0,8 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC3 + 0,9 \cdot CC5$	0,98	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1
CO15	$0,8 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC4$	0,74	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO16	$0,8 \cdot CC1 + 0,75 \cdot CC3 + 1,5 \cdot CC4$	0,36	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO17	$0,8 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC5$	0,78	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO18	$0,8 \cdot CC1 + 0,75 \cdot CC3 + 1,5 \cdot CC5$	0,64	≤ 1	CS181) Comprobación de la sección - Flexión, cortante y esfuerzo axil según 6.2.9.1

Tabla 24: Razón de tensiones diagonales según Eurocódigo 3

Montantes

Caso de Carga	Descripción	Razón de tensiones		Cálculo según fórmula
CO1	$1,35 \cdot CC1$	0,27	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO2	$1,35 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC2$	0,79	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO3	$1,35 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC3$	1,14	> 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO4	$1,35 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC3 + 0,9 \cdot CC4$	0,87	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO5	$1,35 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC3 + 0,9 \cdot CC5$	1,11	> 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO6	$1,35 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC4$	0,12	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO7	$1,35 \cdot CC1 + 0,75 \cdot CC3 + 1,5 \cdot CC4$	0,37	≤ 1	ST302) Análisis de estabilidad - Pandeo por flexión respecto al eje y, según 6.3.1.1 y 6.3.1.2
CO8	$1,35 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC5$	0,41	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO9	$1,35 \cdot CC1 + 0,75 \cdot CC3 + 1,5 \cdot CC5$	0,74	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO10	$0,8 \cdot CC1$	0,16	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO11	$0,8 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC2$	0,67	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO12	$0,8 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC3$	1,02	> 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO13	$0,8 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC3 + 0,9 \cdot CC4$	0,76	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO14	$0,8 \cdot CC1 + 1,5 \cdot CC3 + 0,9 \cdot CC5$	0,99	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2

CO15	$0,8*CC1 + 1,5*CC4$	0,12	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO16	$0,8*CC1 + 0,75*CC3 + 1,5*CC4$	0,27	≤ 1	CS101) Comprobación de la sección - Tracción según 6.2.3
CO17	$0,8*CC1 + 1,5*CC5$	0,36	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2
CO18	$0,8*CC1 + 0,75*CC3 + 1,5*CC5$	0,63	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2

Tabla 25: Razón de tensiones montantes según Eurocódigo 3

Tabla recopilatoria

Tipo de barra	Hipótesis más desfavorable	Descripción	Razón de tensiones
<i>Cordón superior</i>	CO5	$1,35PP + 1,5N + 0,9VP$	1,49
<i>Cordón inferior</i>	CO15	$0,8PP + 1,5VS$	1,14
<i>Diagonales</i>	CO15	$0,8PP + 1,5VS$	No calculable
<i>Montantes</i>	CO5	$1,35PP + 1,5N + 0,9VP$	1,11

Tabla 26: Resumen de razones de tensiones EAE

Aquí se presenta una tabla con las razones de tensiones de todas las barras de la estructura. Nótese que, como se ha comentado anteriormente, el coeficiente β solo es válido para el caso de carga estudiado. Por tanto, puede darse alguna paradoja como que en alguno de los casos de carga estudiados la razón de tensiones parece mayor que la aquí presentada. Esto es un falso resultado de aplicar el coeficiente β del caso más desfavorable al resto de casos de carga por limitaciones del programa. Por tanto, los estados últimos de tensiones más desfavorables son los presentados en la tabla anterior.

5.3.3. Comentario

La normativa actual, en los casos de carga estudiados, presenta dos variaciones importantes en el tema que se está tratando. Por un lado, las acciones de sobrecarga de uso en este tipo de cubiertas tienen un valor de $0,4 \text{ kN/m}^2$, no concomitante con acciones variables, en contraposición a la norma antigua que no tenía sobrecarga de uso, cambio no relevante para el análisis del pandeo. El otro cambio es la distribución de las cargas de viento, ya no se consideran constantes de valor $0,4 \text{ kN/m}^2$, sino que están más estudiadas para intentar ajustarse a la realidad, que varía por zonas de cubierta.

No obstante, la celosía sigue teniendo los mismos problemas que con la normativa anterior. **Falla por pandeo los cordones superior e inferior.** aun habiéndose reducido de forma sustancial el efecto del viento en la nueva normativa.



Ilustración 31: Pabellón similar al estudiado colapsado por fallo del cordón superior tras una nevada[24][25]

Se pasará ahora a hacer una valoración de los resultados obtenidos para el pandeo del cordón inferior.

5.4. Valoración de los resultados obtenidos

Una primera reflexión sobre los resultados indica que:

- 1) Estas celosías, por testimonios recabados, solían calcularse solamente para cargas gravitatorias, sin tener en cuenta el viento, que solamente se consideraba para el cálculo de las paredes exteriores y pilares.
- 2) No existía ningún instrumento para deducir el pandeo del cordón inferior. Las normas AASTHO no eran accesibles, y los programas de ordenador, cuando los había, pedían al proyectista que introdujese los coeficientes de pandeo de cada barra, que en el mejor (más seguro) de los casos, se imponía con valor 1. Pero eran valores de pandeo local de cada barra que para nada tenían en cuenta el comportamiento global del cordón inferior.
- 3) En España no existe un órgano, agencia o escalón intermedio de comprobación de los proyectos y el correspondiente cumplimiento de normas o calidad y bondad de cálculos, análisis o diseños. Por tanto, cualquier proyecto que cumpla la normativa legal urbanística procede y llega a término sin ninguna comprobación. En otros países se exigen constantes y detalladas justificaciones de los cálculos y diseños de toda la estructura, a cargo de órganos supervisores especializados.
- 4) El peto puede que tenga una influencia que las normas no pueden reflejar en base a coeficientes eólicos, consistente en romper la laminaridad del flujo, y hacerlo turbulento, lo que posiblemente elimina gran parte de la succión en zonas influenciadas por el peto, que es gran parte de la cubierta en edificios de poca anchura como éstos.
- 5) Claramente el comportamiento del viento no es bidimensional como el cálculo que se realiza con el pórtico por lo que el viento varía instantáneamente de unas zonas a otras de la cubierta (en el sentido longitudinal de ésta) y por tanto cuando un pórtico o celosía está en succión de equis valor, otras celosías podrían estar en otros valores, por lo que las celosías sometidas a menos compresión tienden a llevar a su posición neutra a la celosía más cargada

- 6) Hay un efecto coadyuvante a la deformación por succión de una celosía, que hacen la deformación por flexión de las correas y la movilización de los paneles de cubierta, aunque éstos no contribuyan mucho por aportar su inercia menor (en eje 'y').
- 7) Los posibles efectos favorables de los tres puntos anteriores no están previstos en la normativa, es decir que no pueden tenerse en cuenta en los cálculos. Se citan como posible explicación a que este tipo de celosías no hayan colapsado masivamente como indicarían los análisis estructurales normativos.
- 8) Los cálculos que se han realizado podrían resultar más impactantes todavía si la obra está en una zona eólica expuesta.

Por tanto, el estudio pone de manifiesto las siguientes conclusiones:

- A. Muchos edificios de tipo polideportivos, naves industriales, almacenes, de estructura celosía ligera triangulada y anchuras libres de unos 30 m o superiores, situados en zonas con vientos de intensidad relativamente normales o alta, no cumplen la norma de seguridad estructural que les era de aplicación cuando fueron diseñados y así mismo tampoco cumplen la norma actual, pudiendo afirmarse que son normativamente inseguros o muy inseguros (razones de tensiones 1,13 y 1,64 respectivamente).
- B. La causa de dicha insolencia estructural es la inestabilidad (pandeo) por compresión del cordón inferior de la celosía en las hipótesis de acciones con menos componente gravitatoria, es decir, el viento más las cargas permanentes, en su hipótesis favorable, sin sobrecargas de uso ni nieve. Es decir, hipótesis y combinaciones que reflejan el estado habitual de esas estructuras.
- C. La estimación del pandeo no en una barra individual, sino en todo un cordón inferior de 30 m de anchura no ha sido tenida en cuenta en esos edificios. El método AASHTO y el método de valores propios coinciden muy fielmente, como se ha comprobado en el apartado 5.1 Por tanto ambos pueden aplicarse para analizar individualmente estas estructuras en el futuro si sus responsables quieren determinar su seguridad y cumplimiento de normas.
- D. Es preciso que las instituciones revisen la norma para tener en cuenta la casuística de estos edificios. Aplicando futuros nuevos apartados o articulados de la norma se podría actualizar la seguridad estructural de cada edificio con estas configuraciones. Podrá resultar que muchos de ellos sigan siendo inseguros, pero de ese modo se podrán adoptar medidas correctoras para llevar los coeficientes de seguridad a donde deben estar.
- E. La revisión de las normas de acciones estructurales debería contemplar coeficientes eólicos más específicos, coeficientes de minoración de resultados para ciertos casos habituales comprobados. Lógicamente ello requiere una labor de investigación potente, sin descartar ensayos en túnel de viento.
- F. La revisión de normas de cálculo estructural (Eurocódigo 3) debería incorporar un sistema simplificado de estimación de los cordones comprimidos de estructuras de barras, al estilo AASTHO, aplicable al menos para casos sencillos como los de estos edificios estudiados.
- G. Es improbable que una revisión de normas como las indicadas en los puntos anteriores dé como resultado que los edificios actuales resulten seguros. Por tanto, es preciso idear sistemas sencillos, fáciles de implementar, de coste asumible, para llevar las estructuras al rango de seguridad.

En el siguiente apartado se desarrollarán los sistemas más sencillos de solución de los problemas endémicos de inestabilidad e inseguridad de estos edificios.

5.5. Posibles soluciones

5.5.1. Soluciones adoptadas en diversas estructuras

Diversas soluciones se han adoptado a lo largo del tiempo para impedir el pandeo del cordón inferior, básicamente todas se basan en aumentar la rigidez del mismo, mediante coacción de este por medio de barras auxiliares o aumentando su sección transversal. Algunas de las soluciones más comunes son:

Correas

Solución mediante correas que permitan el arriostramiento del cordón inferior, con esto se pretende aumentar la rigidez en el plano del pandeo del cordón inferior, aumentando la carga crítica necesaria para que se produzca el pandeo. De esta forma se logra estabilizarlo y corregir el problema.



Ilustración 32: Correas arriostrando el cordón inferior[26]

Hiperdimensionamiento del cordón inferior

Esta solución consiste en aumentar la sección del cordón inferior, de forma que por sí solo tenga la suficiente rigidez para estabilizarlo.

Cordón
hiperdimensinado



Ilustración 33: Hiperdimensionamiento del cordón inferior[27]

Cruces de San Andrés horizontales

Se plantea un entramado de barras en forma de cruces de San Andrés horizontales en el plano horizontal de la celosía. Se consigue entonces aumentar la rigidez del cordón inferior creando una estructura que funciona de forma similar a la primera ensayada. El arriostramiento estabiliza el cordón inferior solucionando la problemática del pandeo.

Cruces de San Andrés
horizontales



Ilustración 34: Cruces de San Andrés horizontales[28]

Puntales a correas o cruces de San Andrés verticales

Mediante cruces de San Andrés verticales. Aprovechando que el cordón superior está en tracción cuando se produce el fenómeno de inversión de la carga, la idea de este arriostramiento es sostener el cordón inferior al superior, mediante tirantes, de forma que el propio cordón superior en tracción estabilice el cordón inferior, aumentando su rigidez.

Mediante puntales a correas la idea es similar solo que, en este caso en lugar de ir hasta el cordón superior, van unidas a las correas.



Ilustración 35: Puntales a correas[29]

5.5.2. Posibles soluciones a adoptar

En todo caso las soluciones se realizarán de acuerdo con la normativa actual como es de lógica ya que no tendría sentido hacerlo con normativa anterior que solo se ha usado para analizar la celosía en su contexto temporal.

Los problemas de este tipo de estructuras han sido claramente identificados con anterioridad. No se tuvo en cuenta la succión del viento que provoca el fallo del cordón inferior por pandeo.

El cordón inferior falla ya que tiene muy poca rigidez, debido a que no tiene correas como el cordón superior, que lo estabilicen.

Esto provoca una longitud de pandeo de alrededor de 6 m. Una longitud a todas luces excesiva para la sección que posee la viga del cordón inferior, como muestra la siguiente imagen.

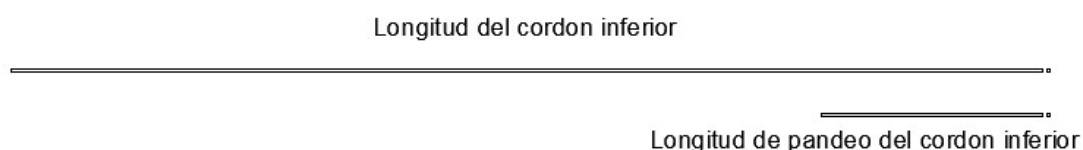


Ilustración 36: Longitudes y secciones a escala del cordón inferior

Por tanto, se van a estudiar soluciones para intentar mitigar esta problemática y se realizarán análisis para comprobar que tipo de solución sería más idónea para solventarla. En concreto se van a estudiar algunas de las soluciones mostradas en el apartado anterior, aquellas que no modifican en demasía la estructura del pabellón y por tanto son realizables.

Para ello se usará un modelo 3D parcial del pabellón donde se modelizan 4 pórticos interiores.

Las soluciones serán válidas únicamente para los dos pórticos centrales, que son los representativos de la estructura completa.

Arriostramiento del cordón inferior mediante correas

El esquema de la solución sería, con las correas añadidas en color negro:

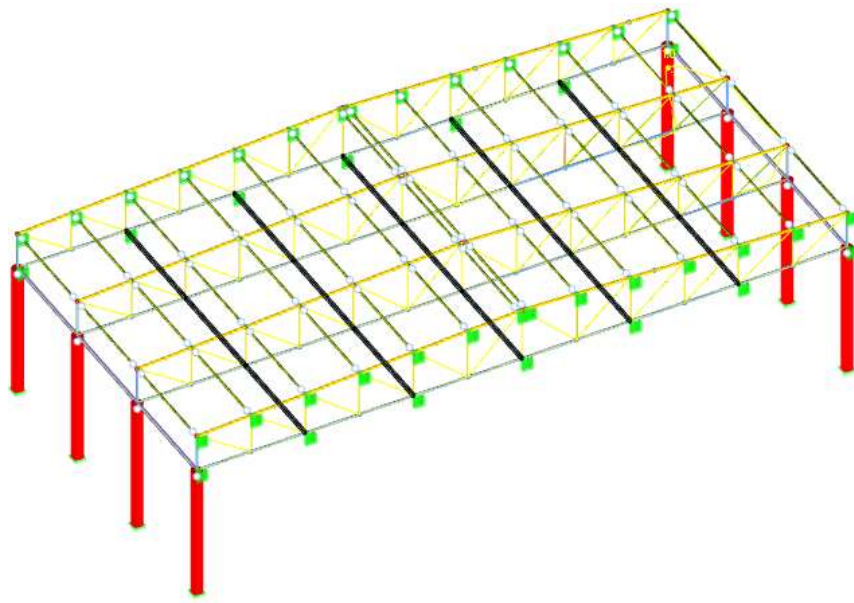


Ilustración 37: Correas situadas en el cordón inferior

Se colocan correas separadas entre sí 4,8 m, que corresponde a dos veces la separación entre montantes. Se ensayan dos tipos de correas:

- Correas IPE, similares a las correas usadas en la cubierta
- Tubo estructural rectangular, similares a las barras usadas en la estructura de la celosía

Después de realizar las simulaciones el resultado es:

Correas IPE 160

Casos de carga	Descripción	Razón de tensiones	Cálculo según fórmula
CO11	0,8*CC1 + 1,5*CC4	1 ≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2

Tabla 27: Razón de tensiones solución de correas IPE 160

Tubo estructural 160x80x4

Casos de carga	Descripción	Razón de tensiones	Cálculo según fórmula
CO11	0,8*CC1 + 1,5*CC4	1 ≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2

Tabla 28: Razón de tensiones solución de correas 160x80x4

Arriostramiento del cordón inferior mediante cruces de San Andrés en el plano horizontal

El esquema de la solución sería, con las cruces de San Andrés añadidas en color negro:

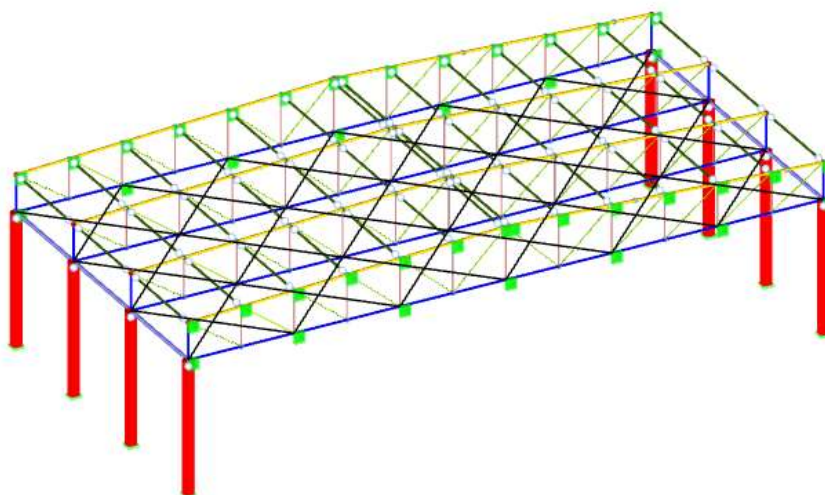


Ilustración 38: Cruces de San Andrés situadas en el plano horizontal de la celosía

Los tirantes se instalarán cada 4,8 m, o la distancia entre 2 recuadros.

Se probarán tirantes, modelados como barras que solo pueden trabajar en tracción, formados por redondos.

Redondo diámetro 16 mm

Casos de carga	Descripción	Razón de tensiones	Cálculo según fórmula
CO11	0,8*CC1 + 1,5*CC4	1 ≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2

Tabla 29: Razón de tensiones solución de cruces de San Andrés horizontales IPE 120

Arriostramiento del cordón inferior mediante cruces de San Andrés verticales en el plano perpendicular.

El esquema de la solución sería, con las cruces de San Andrés añadidas en color negro:

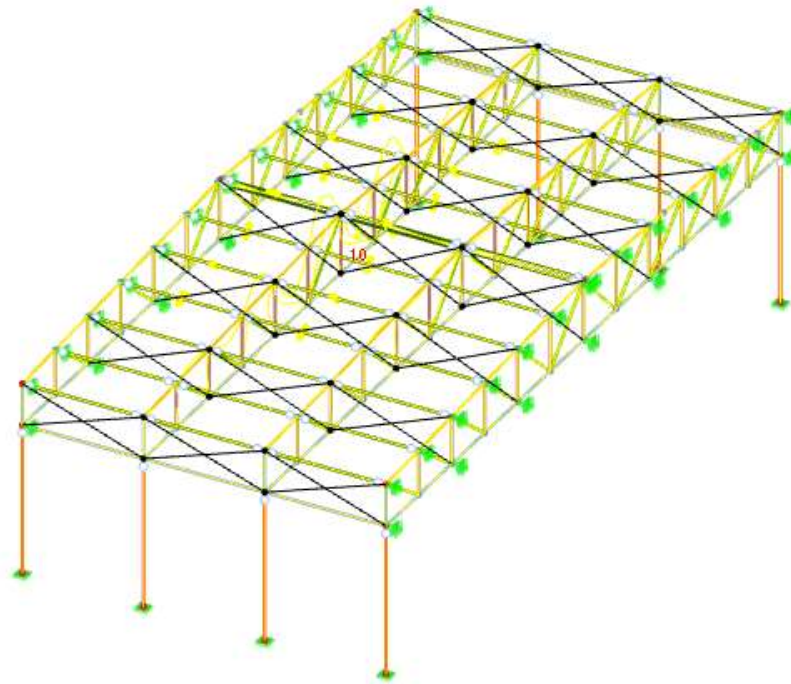


Ilustración 39: Cruces de San Andrés situadas en el plano vertical perpendicular de la celosía

Los tirantes se instalarán cada 4,8 m, o la distancia entre 2 recuadros.

Se probarán tirantes, modelados como barras que solo pueden trabajar en tracción, formados por redondos.

Redondo diámetro 16 mm

Casos de carga	Descripción	Razón de tensiones		Cálculo según fórmula
CO11	0,8*CC1 + 1,5*CC4	0,99	≤ 1	ST364) Análisis de estabilidad - Flexión y compresión según 6.3.3, método 2

Tabla 30: Razón de tensiones solución de cruces de San Andrés verticales RD16

5.5.3. Análisis de soluciones

Como se ha expuesto en el apartado anterior se han presentado 3 tipologías de soluciones muy diferentes entre sí que solucionan el problema de la inestabilidad del cordón inferior en este tipo de estructuras. Se plantea ahora que solución sería más óptima desde un punto de vista técnico.

Los datos de las distintas soluciones serian:

Solución		Numero de barras por par de pórticos	Peso de la solución por par de pórticos (kg)
Correas	IPE 160	5	388,8
	160x80x4	5	340,8
Cruces de San Andrés horizontales	RD 16	12	133,6
Cruces de San Andrés verticales	RD 16	14	120,7

Tabla 31: Comparativa de soluciones

En primer lugar, La opción de correas, tiene el mayor peso respecto a las otras dos soluciones, pero siendo la más sencilla de realizar debido al reducido número de barras a instalar. Se revela por tanto como una opción muy ventajosa a la hora de solventar el problema del pandeo. Como pega, aparte del peso, se podría considerar que es la que más rompe con la estética del pabellón ya que introduce unos perfiles bastante voluminosos que rompen con la estética de las celosías formadas por barras relativamente delgadas.

Para continuar se observa que claramente la solución con menos kilogramos es la basada en cruces de San Andrés verticales, siendo en principio la más económica, al menos en costes de material.

No obstante, esto puede llevar a engaños ya que también es la más complicada técnicamente de llevar a cabo ya que requiere soldar mayor número de barras (y resolviendo los cruces entre las dos familias), además en el plano vertical, con lo que quizás sería la más complicada de llevar a cabo. Si se optara por este tipo de soluciones habría que tenerlo en cuenta, pero sin duda es una opción a considerar, además influye muy poco en la estética primigenia de la estructura

Por último, la opción de cruces de San Andrés horizontales se revela como una solución posible, siendo necesario un numero de barras ligeramente menor que en el anterior método, pero de una longitud de aproximadamente el doble. Por tanto, puede ser más difícil de ejecutar debido a la longitud de las barras frente a su área, así como tener problemas de flecha, siendo este un problema estético más que estructural. No obstante, es una solución muy competitiva con respecto a las otras dos.

Todas las soluciones aquí presentadas son orientativas, dependería del técnico encargado adoptar alguna de ellas o una combinación, si así lo decidiera, y particularizarlas e implementarlas debidamente para la estructura a tratar.

6. Conclusión

Se ha realizado el estudio de la seguridad estructural de celosías triangulares planas muy comunes en edificios de toda España. Se han deducido que son inseguras por pandeo del cordón inferior, si este no está arriostrado. Es un fallo o inseguridad muy común en naves industriales y pabellones polideportivos.

Mediante un análisis riguroso de la normativa vigente en la época de redacción del proyecto del pabellón estudiado, se ha llegado a la conclusión de que **no se tuvo en cuenta el pandeo a**

la hora de diseñar el tipo de edificaciones estudiadas. Para ello se ha llevado a cabo un análisis de tensiones de los casos de carga presentes en la normativa vigente en los años 90, NBE-MV 103[22] y NBE-AE/88[21].

Además, se ha elaborado un análisis según la normativa vigente hoy en día, CTE[6] y EAE[5] para poder comparar los resultados y comprobar las diferencias entre ambas normativas.

Para este estudio ha sido necesario obtener la longitud de pandeo de las barras. Esto ha sido llevado a cabo por dos procedimientos muy distintos, mediante la reformulación del sistema de ecuaciones con la adición de una matriz de rigidez geométrica y mediante la aplicación de normativa referida a puentes de celosía AASHTO[20], puentes que tienen una problemática muy similar a la estudiada, dando como resultado longitudes de pandeo equivalentes.

No deja de ser extraño que en **la normativa actual no se haga apenas referencia al pandeo del cordón inferior**, que es tan común en edificaciones de tipo industrial. Su ausencia debería ser remediada, ya que es causa de grandes inseguridades estructurales. El problema aumenta con la luz del pórtico y el grado de exposición al viento. La normativa actual carece de un método específicamente diseñado para tener en cuenta el pandeo del cordón inferior.

Se ha obtenido como resultado que estas celosías son inseguras desde un punto de vista normativo. "No obstante, esto es matizable y no significa que los edificios corran riesgo de derrumbe inmediato. De hecho, la mayoría de las estructuras llevan, en el momento de redacción de este estudio, 30 años en pie sin que hayan ocurrido problemas de envergadura de los que se tenga constancia.

Esto puede deberse a que la norma sobreestima, en aras de la seguridad, la succión que puede realizar el viento. En principio esta sobreestimación no es incorrecta ya que la normativa intenta que los edificios sean seguros en todo caso. Sin embargo, esto no evita la obligación legal de cumplir con ella, proporcionando a los usuarios edificios seguros.

Una vez obtenidos los resultados, se han ensayado diversas soluciones para hacer los edificios legalmente seguros, obteniéndose los resultados para la hipótesis de carga más desfavorable para el cordón inferior en compresión, y se ha realizado un análisis de idoneidad de las soluciones presentadas.

Como continuación de este estudio, **se propone el intentar dotar a la normativa vigente de herramientas sencillas para el cálculo de inestabilidad del cordón inferior**, como existen en el caso de estructuras porticadas, que permitan obtener la longitud de pandeo de los elementos de la celosía, sin necesidad de acudir al cálculo matricial. Como punto de partida se podría partir de la normativa AASHTO[20], y particularizar el caso para este tipo de celosías, mediante ensayos.

También se propone que la normativa reevalúe los coeficientes eólicos para adaptarlos a geometrías comunes como petos, tridimensionalidad, etcétera, para lo cual serían de gran aplicación estudios en túnel de viento y simulaciones mediante mecánica de fluidos.

Personalmente este estudio me ha permitido aprender varias cosas. En primer lugar y la más importante es darme cuenta de la falta de información sobre el pandeo de celosías, mayormente en la normativa, siendo que son estructuras muy comunes. Además, he tenido que enfrentarme a una estructura real. No disponía de más información que las fotografías en papel de los planos de partida, Aun así, he sido capaz de realizar un análisis de la estructura y modelizarla adecuadamente hasta obtener los resultados finales aquí presentados. Además, he tenido que

realizar una investigación de métodos de cálculo en diversas normativas, que normalmente no usamos durante la carrera, para poder comprobar distintos métodos propuestos y poder verificar los resultados que estaba obteniendo, no quedándome únicamente con los datos calculados ciegamente por un programa de cálculo, sino verificándolos por otras vías.

7. Bibliografía

- [1] "INICIO | Misitio 2." [Online]. Available: <https://www.crmetalicos.com/>. [Accessed: 17-Mar-2021].
- [2] "Academia Geotechtips." [Online]. Available: <https://academia.geotechtips.com/>. [Accessed: 14-Mar-2021].
- [3] N. Augenti and F. Parisi, "Buckling Analysis of a Long-Span Roof Structure Collapsed during Construction," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 27, no. 1, pp. 77–88, Feb. 2013.
- [4] "Estructuras de Acero / Método de los Estados Límites - Introducción." [Online]. Available: <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/america/05-elementosSolicitadosACompresion/5-4.html>. [Accessed: 13-Mar-2021].
- [5] Gobierno de España, "Instrucción de Acero Estructural EAE," 3022.
- [6] Gobierno de España, "CTE - SE- AE," 2009.
- [7] Gobierno de Aragón, "BOA 127 29 noviembre 1989." p. 2871, 1989.
- [8] "Pisos en Huesca, casas, áticos y chalets." [Online]. Available: <https://www.pisos.com/viviendas/huesca/>. [Accessed: 14-Mar-2021].
- [9] F. Hernando, G. Toledo, and L. Gonzalez, "Proyecto Pabellon Alcoraz Huesca." 1990.
- [10] Fau Hernando, García Toledo, and Laguens Gonzalez, "Proyecto Pabellon Almudevar." 1991.
- [11] "El Almudévar se pone en marcha - Deportes - Radio Huesca." [Online]. Available: <https://www.radiohuesca.com/deportes/el-almudevar-se-pone-en-marcha-27072019-127587-html>. [Accessed: 06-Feb-2021].
- [12] "Pabellón Alcoraz - Ayuntamiento de Huesca." [Online]. Available: <https://www.huesca.es/-/pabellon-alcoraz?redirect=/areas/deportes/instalaciones>. [Accessed: 27-Mar-2021].
- [13] "RFEM: Programa de análisis estructural por EF profesional | Dlubal Software." [Online]. Available: <https://www.dlubal.com/es/productos/rfem-software-del-mef/que-es-rfem>. [Accessed: 20-Jun-2021].
- [14] Gobierno de España, "NBE MV 102." 1975.
- [15] R. Argüelles, F. Arriaga, J. M. Argüelles, M. Esteban, and R. Argüelles, *Cálculo matricial de estructuras en primer y segundo orden*. 2005.
- [16] R. K. Livesley, *Métodos matriciales para el cálculo de estructuras*. 1970.
- [17] "imesAPI Group - Obras de reparación de puente metálico para Ferrocarriles de la Generalitat de Cataluña -." [Online]. Available: <https://www.imesapi.com/en/espanol-obras-de-reparacion-de-puente-metalico-para-ferrocarriles-de-la-generalitat-de>

cataluna/. [Accessed: 15-Mar-2021].

- [18] S. P. Timoshenko, *History of strenght of materials*. 1953.
- [19] Christian Renán Maggi Brito, "Obtención de coeficientes de longitud de pandeo para puentes tipo media cercha," 2018.
- [20] AASHTO, "LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges," *Aashto*, vol. 5, no. Wai 31, 2009.
- [21] Gobierno de España, "NBE-AE/88." 1988.
- [22] Gobierno de España, "NBE MV 103." 1972.
- [23] Gobierno de España, "CTE SE." 2019.
- [24] "Amistoso en Cantavieja. | Castellón Fútbol Sala." [Online]. Available: <https://www.castellonfutbolsala.es/2017/09/01/amistoso-en-cantavieja/>. [Accessed: 28-Mar-2021].
- [25] "La foto. Así se ha hundido el polifuncional de Cantavieja | DiaDia." [Online]. Available: <https://diadia.cat/la-foto-asi-se-ha-hundido-el-polifuncional-de-cantavieja/>. [Accessed: 28-Mar-2021].
- [26] "Sporthalle Riedenberg." [Online]. Available: <https://www.pollmeier.com/de/referenzen/sporthalle-riedenberg>. [Accessed: 27-Mar-2021].
- [27] "Universidad Investigación | Sobre Arquitectura y más | Desde 1998." [Online]. Available: <https://www.metalocus.es/es/category/universidad-investigacion?page=6>. [Accessed: 27-Mar-2021].
- [28] "Andy Steel Truss Structure Stadium Training Sports Hall manufacturer in China - 安迪钢构." [Online]. Available: <http://china-andy.com/products/Andy-Steel-Truss-Structure-Stadium-Training-Sports-Hall.htm>. [Accessed: 27-Mar-2021].
- [29] "Projects | Hadron." [Online]. Available: <https://www.hadronconsulting.co.uk/copy-of-projects>. [Accessed: 27-Mar-2021].

Índice de imágenes

Ilustración 1: Ejemplo de cordón inferior de una celosía[1]	7
Ilustración 2: Ejemplo de pilar afectado por pandeo[2]	8
Ilustración 3: Colapso de estructura por pandeo[3]	8
Ilustración 4: Coeficientes de longitud de pandeo Euler[4]	9
Ilustración 5: Calculo de la longitud de pandeo en estructuras porticadas para el modo intraslacional[5]	10
Ilustración 6: Situación de los pabellones[8]	12
Ilustración 7: Celosía pabellón Alcoraz, Huesca [9]	13
Ilustración 8: Celosía pabellón Almudévar, Huesca [10]	14
Ilustración 9: Celosía correspondiente al pabellón de Almudévar [11]	14
Ilustración 10: Celosía correspondiente al pabellón Alcoraz, Huesca[12]	14
Ilustración 11: Esquema de la celosía a tratar	15
Ilustración 12: Modelo 2D de la celosía estudiada	16
Ilustración 13: Modelización 3D de la estructura	17
Ilustración 14: Ejemplo de puente-pony[17]	20
Ilustración 15: Fallo por pandeo del cordón superior en un puente-pony[18]	20
Ilustración 16: Puente tipo del método[20]	21
Ilustración 17: Coeficientes de presión exterior en vanos interiores de la estructura	32
Ilustración 18: Combinaciones de carga CTE[23]	33
Ilustración 19: obtención del coeficiente de imperfección[5]	36
Ilustración 20: Sentido de las cargas gravitatorias (carga lineal)	37
Ilustración 21: Sentido de las cargas de viento (carga lineal)	38
Ilustración 22: CO7, esfuerzos de tracción máximos: diagonales y cordón inferior (kN)	39
Ilustración 23: CO10, esfuerzos de tracción máximos: montantes y cordón superior (kN)	39
Ilustración 24: CO7, esfuerzos de compresión máximos: montantes y cordón superior (kN) ...	39
Ilustración 25: CO10, esfuerzos de compresión máximos: diagonales y cordón inferior (kN) ...	39
Ilustración 26: CO11, esfuerzos de tracción máximos: montantes y cordón superior (kN)	41
Ilustración 27: CO3, esfuerzos de tracción máximos: diagonales y cordón inferior (kN)	41
Ilustración 28: CO3, esfuerzos de compresión máximos: montantes y cordón superior (kN) ...	41
Ilustración 29: CO11, esfuerzos de compresión máximos: diagonales y cordón inferior (kN) ...	42
Ilustración 30: Deformación del cordón inferior debido al pandeo (factor de amplificación de escala x2)	42
Ilustración 31: Pabellón similar al estudiado colapsado por fallo del cordón superior tras una nevada[24][25]	46
Ilustración 32: Correas arriostrando el cordón inferior[26]	48
Ilustración 33: Hiperdimensionamiento del cordón inferior[27]	49
Ilustración 34: Cruces de San Andrés horizontales[28]	49
Ilustración 35: Puntales a correas[29]	50
Ilustración 36: Longitudes y secciones a escala del cordón inferior	50
Ilustración 37: Correas situadas en el cordón inferior	51
Ilustración 38: Cruces de San Andrés situadas en el plano horizontal de la celosía	52
Ilustración 39: Cruces de San Andrés situadas en el plano vertical perpendicular de la celosía	53

Índice de tablas

Tabla 1: Características de A42b [14].....	18
Tabla 2: Peso de la cubierta [9].....	18
Tabla 3: Calculo del coeficiente K[20]	23
Tabla 4: Sobrecargas de uso[21]	25
Tabla 5: Sobrecarga de nieve según altura [21]	25
Tabla 6: Presión dinámica del viento [21]	26
Tabla 7: Coeficientes de sobrecarga de viento [21]	26
Tabla 8: Combinaciones de acciones MV 103 [22].....	27
Tabla 9: Coeficientes ω [22]	28
Tabla 10: Sobrecarga de uso CTE[6]	30
Tabla 11: Sobrecarga de nieve CTE[6].....	30
Tabla 12: Coeficiente de exposición CTE[6]	31
Tabla 13: Coeficientes de presión exterior por zonas CTE[6]	31
Tabla 14: Coeficientes de succión exterior usados	32
Tabla 15: Coeficientes de presión exterior usados	32
Tabla 16: Acciones sobre la edificación CTE[23]	32
Tabla 17: Coeficientes de simultaneidad CTE[23].....	33
Tabla 18: Clase de la sección[5]	34
Tabla 19: Obtención de la curva de pandeo[5].....	37
Tabla 20: Razón de tensiones de tracción según NBE-88 y MV 103	40
Tabla 21: Razón de tensiones de compresión según NBE-88 y MV 103	40
Tabla 22: Razón de tensiones cordón superior según Eurocódigo 3	43
Tabla 23: Razón de tensiones cordón inferior según Eurocódigo 3.....	43
Tabla 24: Razón de tensiones diagonales según Eurocódigo 3.....	44
Tabla 25: Razón de tensiones montantes según Eurocódigo 3.....	45
Tabla 26: Resumen de razones de tensiones EAE.....	45
Tabla 27: Razón de tensiones solución de correas IPE 160.....	52
Tabla 28: Razón de tensiones solución de correas 160x80x4	52
Tabla 29: Razón de tensiones solución de cruces de San Andrés horizontales IPE 120	52
Tabla 30: Razón de tensiones solución de cruces de San Andrés verticales RD16.....	53
Tabla 31: Comparativa de soluciones	54

Anejo 1

Cálculo de acciones y combinaciones de carga

8. Anejo 1. Cálculo de acciones y combinaciones de carga

8.1. Acciones NBE-88 y combinaciones de acciones MV-103

Las cargas que van en dirección z negativas, cargas que llevan el sentido de la gravedad, se toman positivas y las que van en dirección z positiva se toman negativas.

Las cargas se modelizarán como el caso de una viga biapoyada.

8.1.1. Distancias cubierta

<i>Distancia pórticos (m)</i>	4,80
<i>Distancia correas (m)</i>	2,40
<i>Área entre correas (m²)</i>	11,52

8.1.2. Acciones peso propio (PP)

$$\text{Peso IPN 100} = 0,082 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso cubierta} = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga nodo interior} = \text{Peso cubierta} * \text{Área correas} + \text{Peso IPN 100} * \text{Distancia pórticos}$$

$$\text{Carga sobre nodo interior} = 2,12 \text{ kN}$$

$$\text{Carga sobre nodo exterior} = \text{Carga sobre nodo interior} / 2 = 1,06 \text{ kN}$$

8.1.3. Acciones sobrecarga de uso (SC)

No aplica

8.1.4. Acciones sobrecarga de nieve (N)

$$\text{Sobrecarga de nieve} = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga sobre nodo interior} = \text{Sobrecarga de nieve} * \text{Área correas} = 6,912 \text{ kN}$$

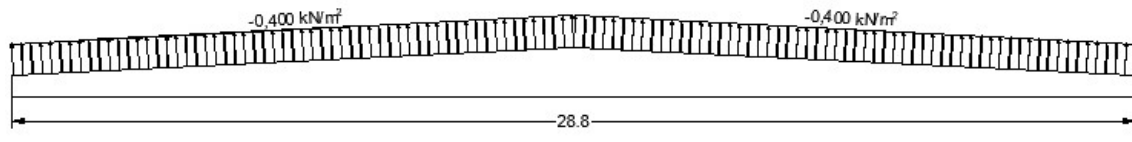
$$\text{Carga sobre nodo exterior} = \text{Carga sobre nodo interior} / 2 = 3,456 \text{ kN}$$

8.1.5. Acciones sobrecarga de viento (V)

$$\text{Valor básico} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Coeficiente eólico} = -0,8$$

$$\text{Sobrecarga de viento} = \text{Valor básico} * \text{Coeficiente eólico} = -0,4 \text{ kN/m}^2$$



*Carga sobre nodo interior = Sobrecarga de viento * Área correas = 4,61 kN*

Carga sobre nodo exterior = Carga sobre nodo interior/2 = 2,35 kN

8.1.6. Combinaciones de carga

	PP	SC	N	V
CO 01	1,33	-	-	-
CO 02	1,33	-	1,5	-
CO 03	1,33	-	-	1,5
CO 04	1,33	-	1,5	1,5
CO 05	1	-	-	1,5

8.2. Acciones CTE

Las cargas que van en dirección z negativas, cargas que llevan el sentido de la gravedad, se toman positivas y las que van en dirección z positiva se toman negativas.

Las cargas se modelizarán como en el caso de una viga biapoyada.

8.2.1. Distancias cubierta

Distancia pórticos (m)	4,80
Distancia correas (m)	2,40
Área entre correas (m²)	11,52

8.2.2. Acciones peso propio (PP)

Peso IPN 100 = 0,082 kN/m

Peso cubierta = 0,15 kN/m²

*Carga nodo interior = Peso cubierta * Área correas + Peso IPN 100 * Distancia pórticos*

Carga sobre nodo interior = 2,12 kN

Carga sobre nodo exterior = Carga sobre nodo interior/2 = 1,06 kN

8.2.3. Acciones sobrecarga de uso (SC)

Sobrecarga de uso = 0,4 kN/m²

*Carga sobre nodo interior = Sobrecarga de uso * Área correas = 4,6 kN*

Carga sobre nodo exterior = Carga sobre nodo interior/2=2,3 kN

8.2.4. Acciones sobrecarga de nieve (N)

Sobrecarga de nieve = 0,65 kN/ m²

*Carga sobre nodo interior = Sobrecarga de nieve * Área correas = 7,488 kN*

Carga sobre nodo exterior = Carga sobre nodo interior/2 = 3,744 kN

8.2.5. Acciones sobrecarga de viento (V)

Valor básico =0,52 kN/ m²

Coeficiente de exposición = 1,65

Coeficientes de presión exterior

	F	G	H	I
Coeficientes	-1,2	-0,8	-0,7	-0,2

Sobrecarga de viento por zonas

*Valor básico * Coeficientes de exposición * Coeficiente de presión exterior*

	F	G	H	I
Presión (kN/m ²)	-1,03	-0,69	-0,60	-0,17

Distancias de cambio de zona

h	b	d	e=min(2h, b)	e/10	e/2	e/4
8,55	43,50	29,00	17,1	1,71	8,55	4,275

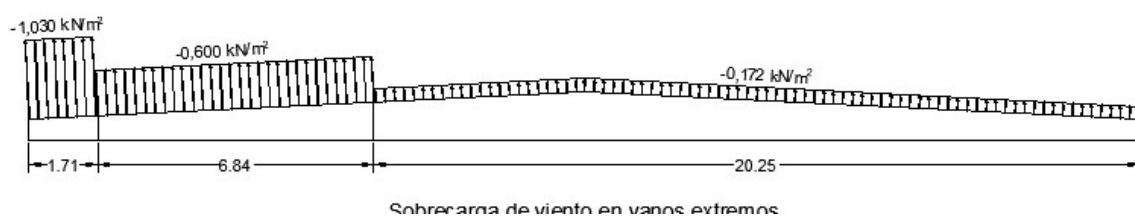
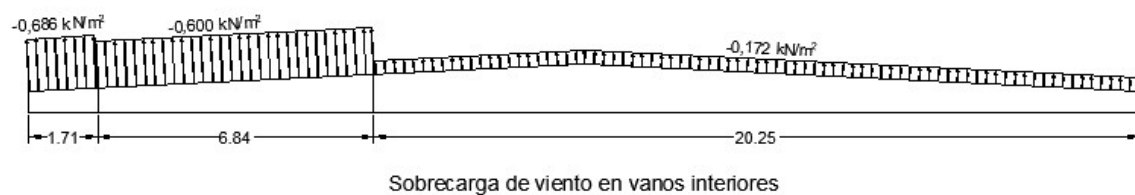
Distancias pórtico exterior

	F	H	I
Distancias	Inicio – 1,71	1,71 – 8,55	8,55 – 28,8

Distancias pórtico central

	G	H	I
Distancias	Inicio – 1,71	1,71 – 8,55	8,55 – 28,8

Dado que la dimensión de la zona F coincide sensiblemente con la separación entre pórticos, se puede establecer un esquema de carga aplicable a los vanos interiores y otro a los extremos:



Como puede verse, la diferencia corresponde a un aumento de la carga situada en el extremo de la celosía junto a un apoyo por lo que se puede intuir que ambos esquemas de carga producirán esfuerzos muy similares. Se estudia el caso de un pórtico central.

Cargas sobre los nodos correspondientes a viento succión

Nodo cordón superior	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Fuerza (kN)	-3,93	-7,17	-6,91	-6,45	-2,76	-1,96	-1,96	-1,96	-1,96	-1,96	-1,96	-1,96	-0,98

Cargas sobre los nodos correspondientes a viento presión

Nodo cordón superior	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Fuerza (kN)	-3,93	-7,17	-6,91	-6,06	0,55	1,96	1,96	1,96	1,96	1,96	1,96	1,96	0,98

8.2.6. Combinaciones de carga

	PP	SC	N	VS	VP
CO 01	1,35	-	-	-	-
CO 02	1,35	1,5	-	-	-
CO 03	1,35	-	1,5	-	-
CO 04	1,35	-	1,5	0,9	-
CO 05	1,35	-	1,5		0,9
CO 06	1,35	-	-	1,5	-
CO 07	1,35	-	0,75	1,5	-
CO 08	1,35	-	-	-	1,5
CO 09	1,35	-	0,75	-	1,5
CO 10	0,8	-	-	-	-
CO 11	0,8	1,5	-	-	-
CO 12	0,8	-	1,5	-	-
CO 13	0,8	-	1,5	0,9	
CO 14	0,8	-	1,5	-	0,9
CO 15	0,8	-	-	1,5	-
CO 16	0,8	-	0,75	1,5	-
CO 17	0,8	-	-	-	1,5
CO 18	0,8	-	0,75	-	1,5

Anejo 2

Coeficientes beta según ambos métodos

9. Anejo 2. Valores del Coeficiente beta según ambos métodos estudiados

9.1. Método valores propios

El programa RFEM en su modulo RF-STABILITY arroja los siguientes resultados para el cordón inferior en la hipótesis 11: viento+ peso propio.

Barra núm.	Pandeo posible	Pandeo respecto al eje y		Pandeo respecto al eje z	
		$k_{cr,y}$	$L_{cr,y}$ (m)	$k_{cr,z}$	$L_{cr,z}$ (m)
3	+	0,212	6,106	0,212	6,106

9.2. Método AASHTO

Coeficiente c:

$$c = \frac{E}{h^2 \left[\frac{h}{3 \cdot I_c} + \frac{b}{2 \cdot I_b} \right]} = \frac{2,1 \cdot 10^8 \frac{kN}{m^2}}{(2,4 \text{ m})^2 \left[\frac{2,4 \text{ m}}{3 \cdot 23,7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4} + \frac{4,8 \text{ m}}{2 \cdot 342 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4} \right]} = 8,94 \text{ kN/m}$$

$$P_{crit} = 1,33 \cdot N_{max} = 51 \cdot 1,33 = 68 \text{ kN}$$

$$\frac{c \cdot L}{P_{crit}} = \frac{8,94 \cdot 2,4}{68} = 0,311$$

$$n=12$$

Entrando en la tabla 7.1.2.1 de la citada norma se tiene:

1/K	n=4	n=6	n=8	n=10	n=12	n=14	n=16
1.000	3.686	3.616	3.660	3.714	3.754	3.785	3.809
0.980		3.284	2.944	2.806	2.787	2.771	2.774
0.960		3.000	2.665	2.542	2.456	2.454	2.479
0.950			2.595				
0.940		2.754		2.303	2.252	2.254	2.282
0.920		2.643		2.146	2.094	2.101	2.121
0.900	3.352	2.593	2.263	2.045	1.951	1.968	1.981
0.850		2.460	2.013	1.794	1.709	1.681	1.694
0.800	2.961	2.313	1.889	1.629	1.480	1.456	1.465
0.750		2.147	1.750	1.501	1.344	1.273	1.262
0.700	2.448	1.955	1.595	1.359	1.200	1.111	1.088
0.650		1.739	1.442	1.236	1.087	0.988	0.940
0.600	2.035	1.639	1.338	1.133	0.985	0.878	0.808
0.550		1.517	1.211	1.007	0.860	0.768	0.708
0.500	1.750	1.362	1.047	0.847	0.750	0.668	0.600
0.450		1.158	0.829	0.714	0.624	0.537	0.500
0.400	1.232	0.886	0.627	0.555	0.454	0.428	0.383
0.350		0.530	0.434	0.352	0.323	0.292	0.280
0.300	0.121	0.187	0.249	0.170	0.203	0.183	0.187
0.293	0						
0.259		0					
0.250			0.135	0.107	0.103	0.121	0.112
0.200			0.045	0.068	0.055	0.053	0.070
0.180			0				
0.150				0.017	0.031	0.029	0.025
0.139				0			
0.114					0		
0.100						0.003	0.010
0.097						0	
0.085							0

Dando un valor de K de 2,86

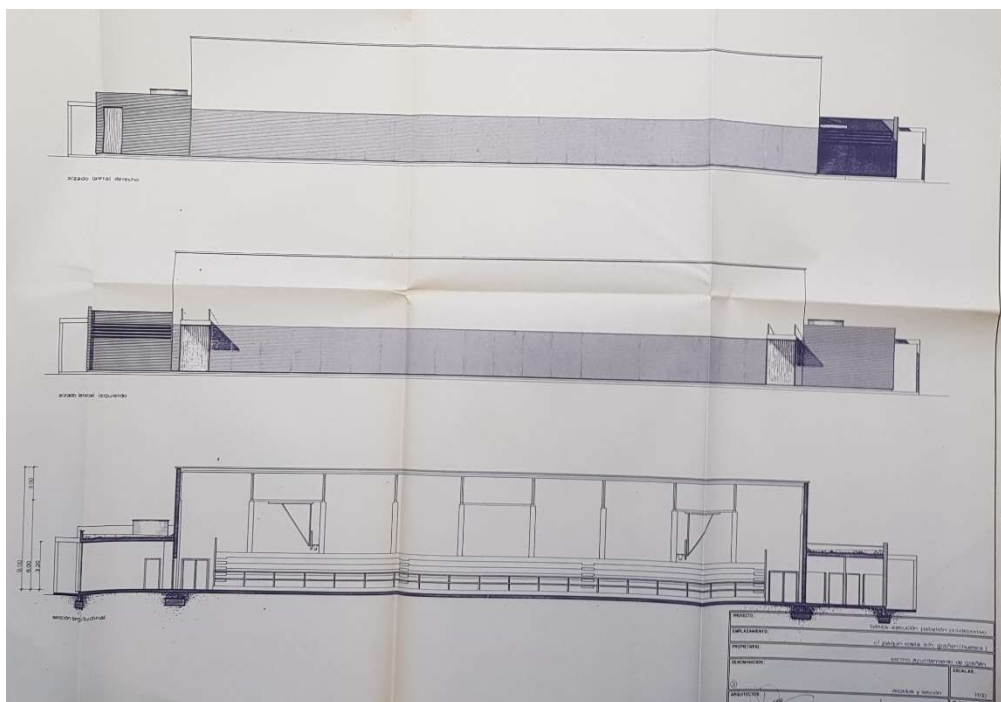
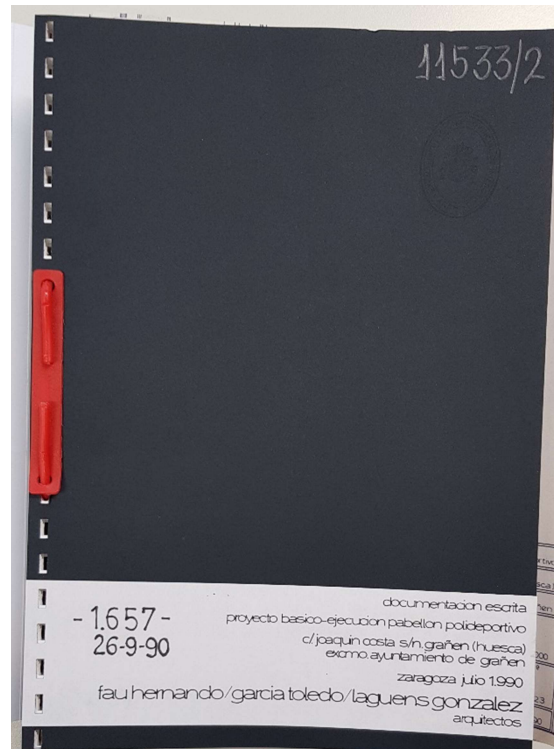
El valor de la longitud de pandeo es, por tanto:

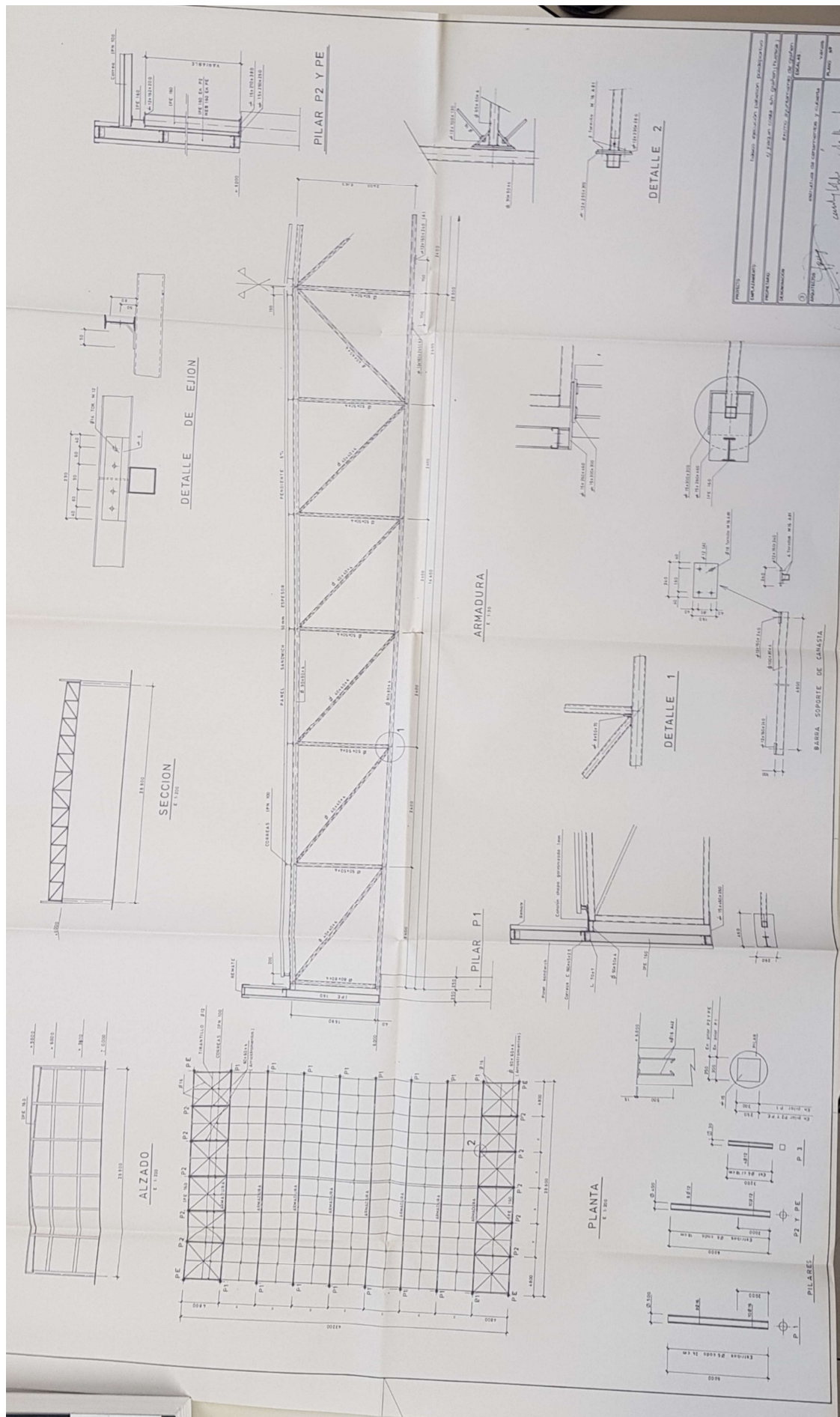
$$l_p = K \cdot L = 2,86 \cdot 2,4 \text{ m} = 6,85 \text{ m}$$

Anejo 3

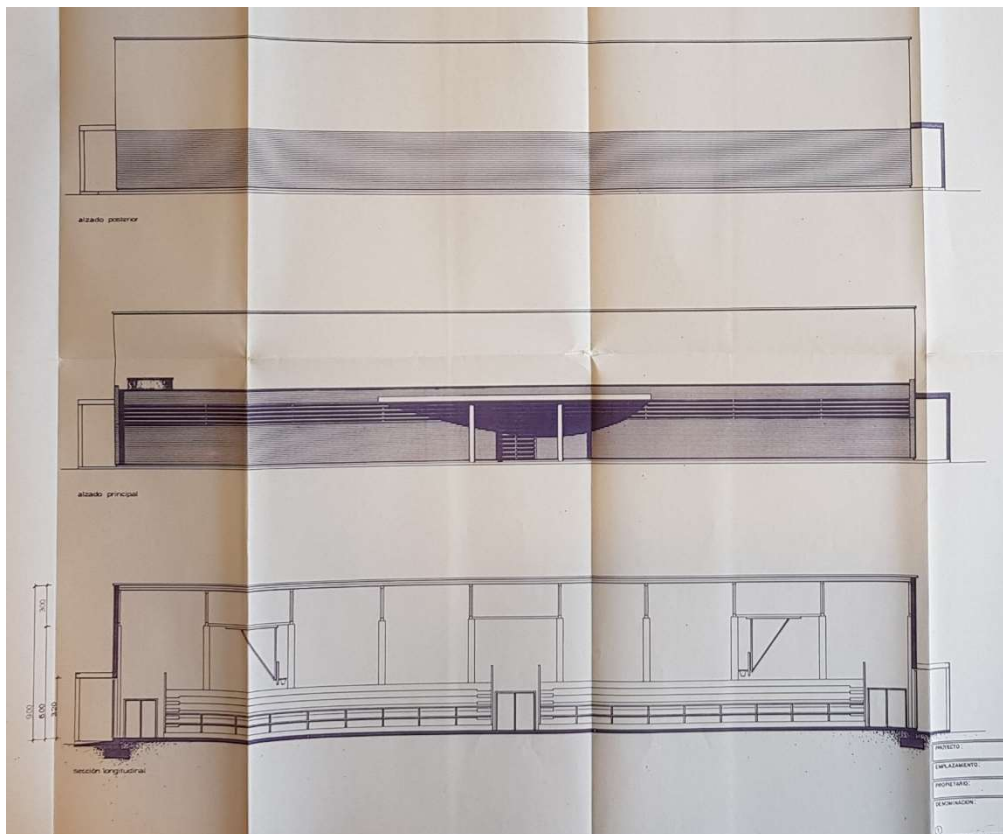
Documentación gráfica de los
proyectos recopilados para el estudio

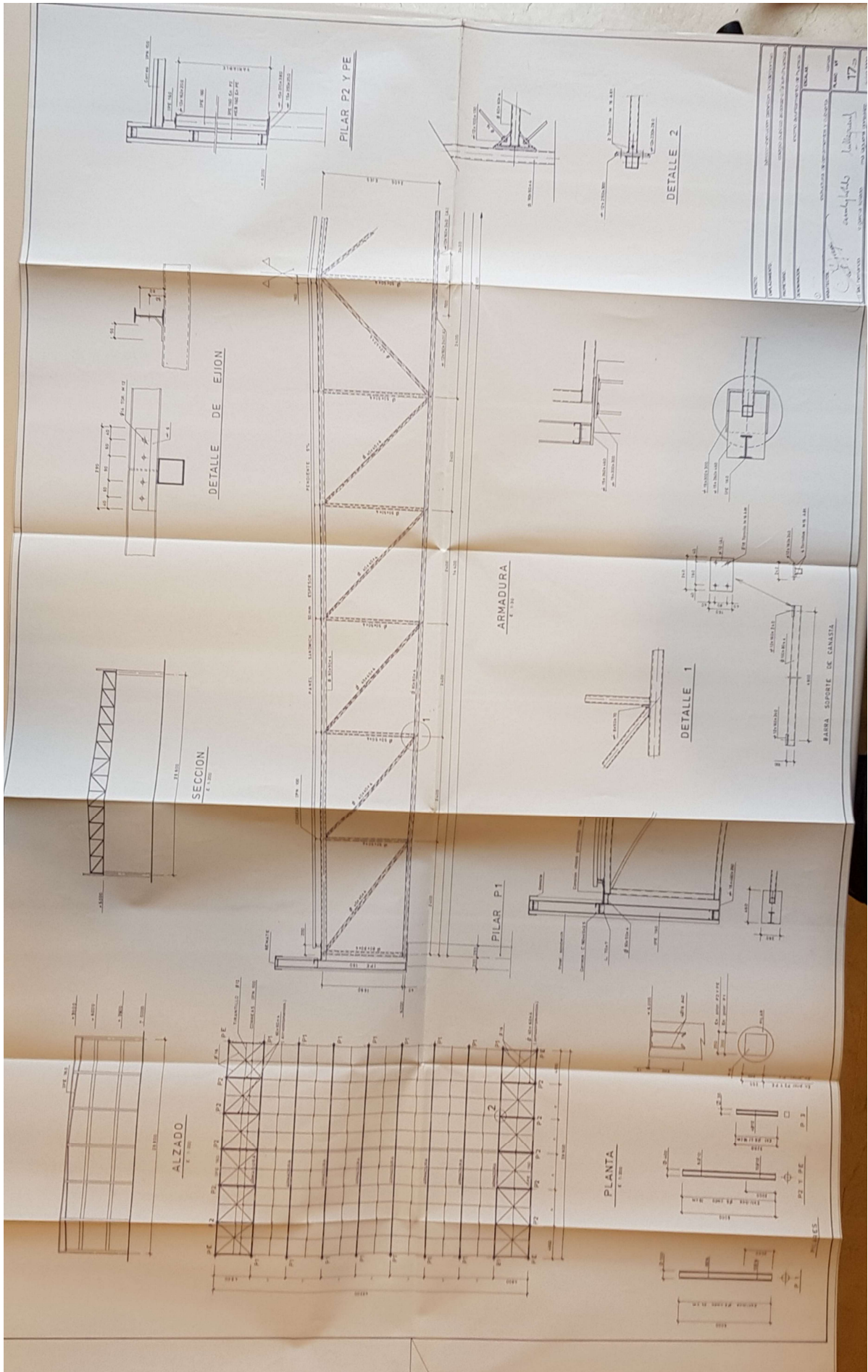
10.2. Pabellón de Grañén (Huesca)

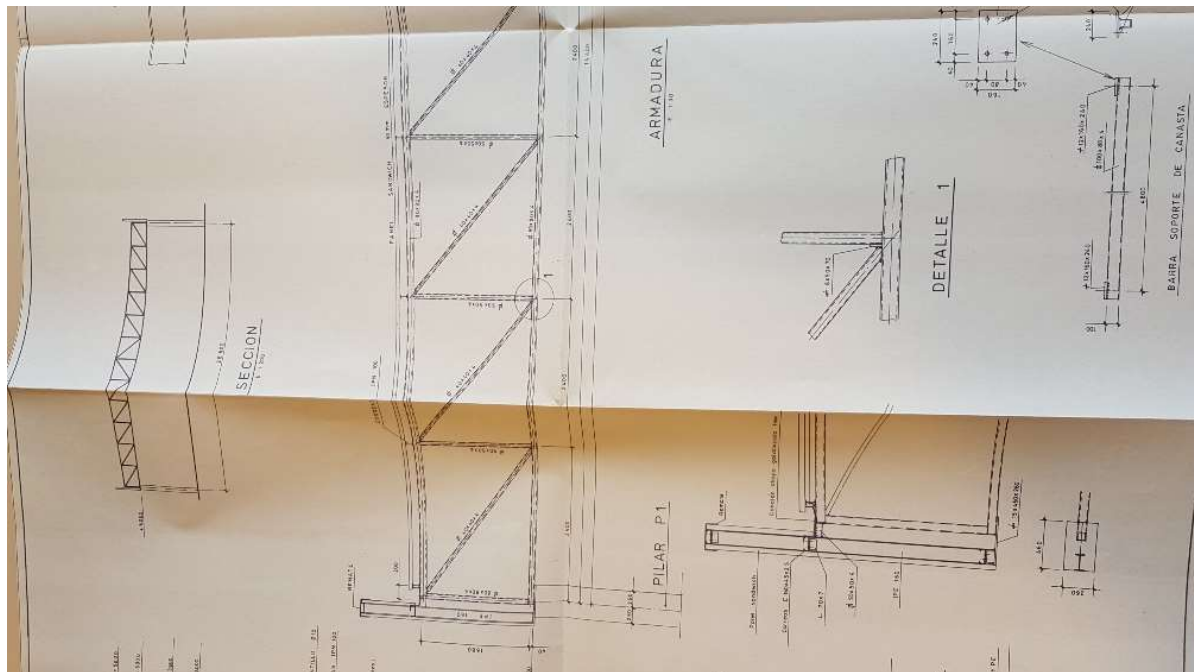
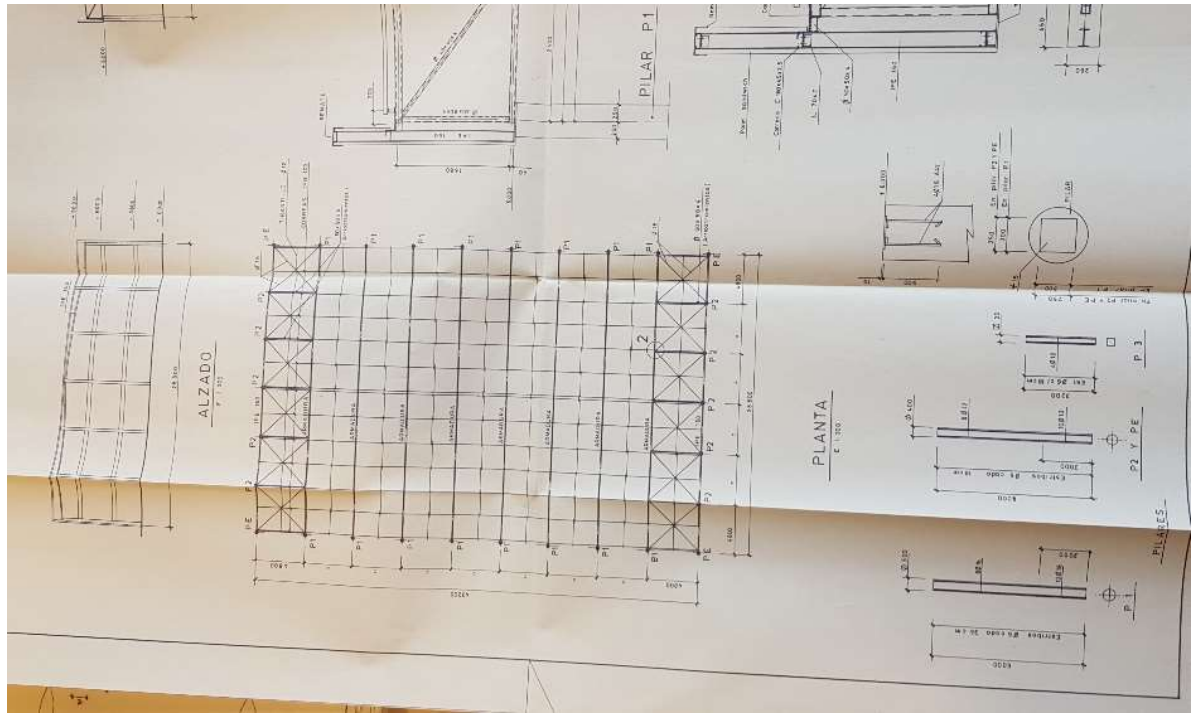




10.3. Pabellón Alcoraz (Huesca)







10.4. Pabellón de Zaidín (Huesca)

